



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

HIGO TAVARES BARBOSA

**BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO DAS ARGILAS MOLES DA REGIÃO
METROPOLITANA DO RECIFE (RMRecife)**

Recife
2018

HIGO TAVARES BARBOSA

**BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO DAS ARGILAS MOLES DA REGIÃO
METROPOLITANA DO RECIFE (RMRecife)**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Linha de Pesquisa: Estudos Geotécnicos de Encostas e Planícies

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2018

Catálogo na fonte

Bibliotecária Valdicéa Alves, CRB-4 / 1260

B238b Barbosa, Higo Tavares.
 Banco de dados geotécnico das argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife). / Higo Tavares Barbosa - 2018.
 302folhas, Il., e Tab.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Banco de dados geotécnico. 3. Argilas moles.
4. Região Metropolitana do Recife (RMRecife). 5. Investigações geotécnicas.
6. Perfis típicos. I. Coutinho, Jose Almir (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-251



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO DAS ARGILAS MOLES DA REGIÃO
METROPOLITANA DO RECIFE (RMR)**

defendida por

Higo Tavares Barbosa

Considera o candidato APROVADO

Recife, 23 de abril de 2018

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho – UFPE
(orientador)

Prof. Dr. Ian Schumann Marques Martins – UFRJ
(examinador externo)

Prof. Dr. Marcos Massao Futai – USP
(examinador externo)

*À minha noiva, e futura esposa, Graciane pelo
incansável incentivo e pelo sentimento que nos une.*

AGRADECIMENTOS

A Deus pela oportunidade da vida e por sempre estar ao meu lado em todos os momentos, me fortalecendo para seguir em Seu caminho.

Aos meus pais, Cícero e Hozana, pelo amor e dedicação imensurável na minha formação cidadã, sempre me incentivando em todas as minhas escolhas, ao longo de toda minha vida.

A minha noiva, Graciane Tavares, pelo grande amor, cumplicidade, paciência, companheirismo, incentivo, parceria e por sempre acreditar nos meus objetivos, que também são nossos.

Aos meus irmãos, Júnior, Hugo e Thiago, por sempre me escutarem e darem forças nos momentos mais difíceis, pelo companheirismo e parceria que nunca me faltaram. Em especial ao Hugo e sua esposa, Leidiane, por me receberam no Recife de braços abertos na sua casa.

Aos grandes amigos da vida, Mário Henrique, Jefferson Lima e João Victor, pelo companheirismo e apoio.

Aos grandes amigos da Pós-Graduação, Fred, Santiago, Celene, Jailly, André, Bruna, Carlos e Elton, pelos momentos difíceis e felizes que vivemos durante esse período no Recife. Em especial ao Fred, pelo grande companheirismo e amizade, e por me tratar sempre como irmão, família, isso sim foi incrível.

Ao professor Roberto Coutinho, pela orientação, amizade, paciência e por apostar sua confiança em mim para execução desse trabalho.

Aos professores da Pós-Graduação, Roberto, Silvio, Jucá, Leonardo e Igor, pela amizade e pelas valiosas experiências compartilhadas durante as disciplinas.

Aos amigos do GEGEP, Fabiano, Danisete, Amabelli, Hugo, Rafael, Betânia, Amanda, Breno e Everaldo, pelo companheirismo e apoio durante toda a execução desse trabalho.

RESUMO

O trabalho apresenta amplo banco de dados geotécnico a partir de resultados de investigações de campo e laboratório executados na Região Metropolitana do Recife (RMRecife), nos municípios de Recife, Olinda, Jaboatão dos Guararapes, Ipojuca e Goiana, oriundos da grande experiência no tema do Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies (GEGEP) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), abrangendo teses de doutorado, dissertações de mestrado, artigos nacionais e internacionais, consultorias próprias e consultorias compartilhadas (empresas parceiras). Esta pesquisa consiste na continuação e aprimoramento do Banco de Dados das Argilas Moles do Recife (COUTINHO *et al.*, 1998). A partir de 81 locais/áreas de estudo, totalizando mais de 2.000 ensaios de campo e laboratório, foram discutidos e analisados o comportamento geotécnico das argilas moles no formato de universos de dados, definidos por sua respectiva formação geológica e localização, os quais foram a Planície do Recife, Suape e Goiana. No trabalho foi realizado uma revisão do estado da arte no tocante ao comportamento típico de compressibilidade e resistência das argilas moles, contexto geológico-geotécnico das argilas moles de Pernambuco e experiências nacionais e internacionais de banco de dados geotécnico. A partir de significativa quantidade de perfis de sondagem, foi realizada uma análise do padrão de repetibilidade dos estratos de solos dos depósitos de argilas moles comuns a mesma unidade geológica da Planície do Recife, com a proposta dos perfis típicos associados à sua respectiva formação. Foram abordados aspectos relacionados ao índices físicos e parâmetros dos solos; compressibilidade e histórico de tensões, e; resistência ao cisalhamento não drenada. Os resultados de cada universo de dados foram apresentados ao longo da profundidade e através de análise de distribuição de frequência, com histogramas, a qual buscou discutir os resultados por meio de faixa de valores pré-definida. Diversas correlações entre parâmetros geotécnicos foram realizadas, comparadas e/ou atualizadas com correlações da experiência local e experiências internacionais, a partir de resultados de investigações de campo (*Vane* e *CPTu*) e de laboratório (caracterização, edométrico). A metodologia de tratamento e discussão dos resultados por meio dos universos de dados mostrou-se eficiente, visto que através dos seus respectivos resultados, foi verificada diferença de magnitude de comportamento geotécnico, principalmente os universos Planície do Recife e Suape. O atual banco de dados constitui importante base de experiências geotécnicas locais em argilas moles, a qual pode ser utilizada para complementação de projetos de engenharia.

Palavras-chave: Banco de dados geotécnico. Argilas moles. Região Metropolitana do Recife (RMRecife). Investigações geotécnicas. Perfis típicos.

ABSTRACT

The work presents a large geotechnical database based on the results of field and laboratory investigations carried out in the Recife Metropolitan Area (RMA), in the municipalities of Recife, Olinda, Jaboatão dos Guararapes, Ipojuca and Goiana, from the great experience in the theme of the Geotechnical Engineering of Slopes, Plains and Disasters Group (GEGEP) of the Federal University of Pernambuco (UFPE), covering doctoral theses, master's dissertations, national and international articles, own consultancies and shared consultancies (partner companies). This research consists of the continuation and improvement of the Database of the Moles of Recife (COUTINHO et al., 1998). From 81 sites / study areas, totaling more than 2,000 field and laboratory tests, it was discussed and analyzed the geotechnical behavior of soft clays in the format of data universes, defined by their respective geological formation and location, which were the Plain of Recife, Suape and Goiana. In the work, a review of the state of the art was performed regarding the typical behavior of compressibility and strength of soft clays, geological and geotechnical context of soft clays of Pernambuco and national and international geotechnical database experiences. An analysis of the repeatability pattern of soil extracts from soft clay deposits common to the same geological unit of the Plain of Recife was carried out, with the proposal of the typical profiles associated with their respective formation. Aspects related to physical indexes and soil parameters were addressed; compressibility and stress history, and; undrained shear strength. The results of each data universe were presented along the depth and through frequency distribution analysis, with histograms, which sought to discuss the results through a predefined range of values. Several correlations between geotechnical parameters were performed, compared and / or updated with correlations of local and international experiences, based on results of field investigations (Vane and CPTu) and laboratory (characterization, oedometric). The methodology of treatment and discussion of the results through the data universes proved to be efficient, since through their respective results, a difference of magnitude of geotechnical behavior was verified, mainly in the Universities of Recife and Suape. The current database is an important base of local geotechnical experiments in soft clays, which can be used to complement engineering projects.

Keywords: Geotechnical database. Soft clays. Recife Metropolitan Area (RMA). Geotechnical investigations. Typical profiles.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Influência da variação do nível do mar na estratificação de depósitos sedimentares.....	28
Figura 2 - Esquema do ensaio de adensamento edométrico	30
Figura 3 - Gráficos típicos do ensaio de adensamento unidimensional.....	31
Figura 4 - Curva edométrica típica: (a) escala natural, e; (b) escala semi-logarítmica	32
Figura 5 - Metodologias comumente utilizadas no Brasil para obtenção da σ'_{vm}	34
Figura 6 – Estudos de compressibilidade em corpos de prova com qualidades distintas (B: Boa; R: Ruim)	35
Figura 7 - Diferentes metodologias para considerar o efeito anisotrópico do solo ...	38
Figura 8 – Influência do IP no S_u de argilas normalmente adensadas	39
Figura 9 - Influência do I_L no S_u de argilas normalmente adensadas	39
Figura 10 – Influência do σ'_{vm} no S_u de argilas	40
Figura 11 - Efeito da sensibilidade na resistência das argilas	41
Figura 12 - Princípios para formação das argilas sensíveis	43
Figura 13 - Comportamento de (a) argila tixotrópica; (b) de argila parcialmente tixotrópica.....	44
Figura 14 - Estudo do comportamento tixotrópico de argilas	45
Figura 15 - Esquema do equipamento de palheta de campo	46
Figura 16 - Curva torque versus rotação angular de um ensaio de palheta de campo	47
Figura 17 - Curva torque versus rotação angular de uma argila com ocorrência de conchas.....	47
Figura 18 - Resultado típico de um perfil de S_u obtido pelo ensaio de Vane de campo	48
Figura 19 - Fator de correção para o ensaio de palheta de campo	49
Figura 20 - Detalhe da piezocone: (a) medida da poropressão em na base e na ponta do cone; (b) detalhe da poropressão atuando na ponta	50
Figura 21 - Resultados típicos medidos pelo ensaio de Piezocone.....	51
Figura 22 - Curva eustática da faixa costeira de Pernambuco	54
Figura 24 - Mapa geológico da costa pernambucana.....	54
Figura 24 - Estágios evolutivos da sedimentação costeira brasileira (Recife-Macaé)	55
Figura 25 - Esquema da ruptura do Cais do Porto do Recife	56
Figura 26 - Resistência não drenada de uma argila orgânica do Recife	58
Figura 27 - Curvas de adensamento em amostra de diferentes qualidades	59
Figura 28 - Parâmetros índice do ensaio DMT do Sesi-Ibura.....	60
Figura 29 - Estratigrafia do depósito de argila mole do Sesi-Ibura, pelo ensaio DMT	60
Figura 30 - Valores de S_u estimados pelo PMT, comparados com resultados de ensaios triaxiais.....	61
Figura 31 - Perfil do solo do canal Tejipió/Lagoa do Araçá	62
Figura 32 - Ábaco para correção da curva edométrica de laboratório.....	62
Figura 33 - Ruptura de um aterro sobre solo mole na BR-101/Recife-PE.....	63

Figura 34 - Flambagem das estacas do Sesi-Ibura	64
Figura 35 - Perfil de solo do CRCN-UFPE/Recife	65
Figura 36 - Resultados de ensaios edométricos de uma argila de Suape.....	65
Figura 37 - Resultados do ensaio de Piezocone (CPTu) em Suape	66
Figura 38 - Perfil geotécnico de um aterro da BR-101/Goiana-PE	67
Figura 39 - Perfil de Su de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estrelas/Recife	68
Figura 40 - Sensibilidade de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estradas/Recife	68
Figura 41 - Relação entre resistência normalizada e o índice de plasticidade de alguns depósitos de argila mole da Noruega	72
Figura 42 - Relação entre sensibilidade e concentração de sais de alguns depósitos de argila mole da Noruega	72
Figura 43 - Quantidade de ensaios cadastrados no BD da Nova Zelândia	76
Figura 44 - Exemplo de resultados de CPTu nas argilas de Santos	77
Figura 45 - Relação entre σ'_{vm} e e_0 das argilas da baixada Santista.....	78
Figura 46 - Relação entre IP e ϕ' das argilas da baixada Santista	79
Figura 47 - Correlação W_n x TMO das argilas moles do RJ	79
Figura 48 - Perfil de OCR das argilas moles do RJ	80
Figura 49 - Correlação W_n x C_c das argilas moles do RJ.....	80
Figura 50 - Relação entre o ângulo de atrito e o IP das argilas do RJ	81
Figura 51 - Relação da resistência não drenada normalizada com o IP das argilas do RJ.....	81
Figura 52 - Carta de plasticidade de Casagrande das argilas da baixada de Jacarepaguá.....	83
Figura 53 - Correlação entre umidade natural e índice de compressão	83
Figura 54 - Correlação entre e_0 e C_c	84
Figura 55 - Correlação entre limite de liquidez e índice de compressão	84
Figura 56 - Perfis de OCR estimado por diferentes metodologias.....	85
Figura 57 - Carta de plasticidade de Casagrande do BD-RS	87
Figura 58 - Limites de Atterberg e W_n do BD-RS	87
Figura 59 - Perfis de resistência não drenada (S_u) do BD-RS.....	88
Figura 60 - OCR ao longo da profundidade do BD-RS.....	88
Figura 61 - Correlação C_c x e_0 do BD-RS	89
Figura 62 - Correlação C_c x W_n do BD-RS.....	89
Figura 63 - Correlação C_c x LL do BD-RS.....	90
Figura 64 - Carta de Plasticidade de Casagrande para as argilas moles do Recife .	92
Figura 65 - Relação e_0 e W_n para as argilas moles do Recife	92
Figura 66 - Relação C_c e W_n para as argilas moles do Recife	93
Figura 67 - Relação C_s e W_n para as argilas moles do Recife	93
Figura 68 - Relação CR e W_n para as argilas do Recife.....	94
Figura 69 - Resultados de caracterização do Clube Internacional	94
Figura 70 - Resultados de caracterização do Sesi-Ibura.....	95
Figura 71 - Perfil geotécnico de uma das áreas de estudo (AE-2), em Suape	96
Figura 72 - Carta de plasticidade de Casagrande das argilas de Suape.....	96
Figura 73 - Relação C_c e W_n para as argilas de Suape	97
Figura 74 - Classificação do comportamento dos solos através de ensaios CPTu ..	97

Figura 75 - Perfis de OCR das argilas de Suape.....	98
Figura 76 - Resistência não drenada normalizada e IP para as argilas de Suape ...	98
Figura 77 - Estudo de N_{KT} das argilas moles de Suape	99
Figura 78 - Localização da RMRecife.....	100
Figura 79 - IDHM da Região Metropolitana do Recife	101
Figura 80 - Empreendimentos de impacto da RMRecife	102
Figura 81 - Coluna geológica esquemática da RMRecife.....	103
Figura 82 - Geologia da Planície do Recife	106
Figura 83 - Geologia de Suape.....	108
Figura 84 - Geologia da Várzea de Goiana	110
Figura 85 – Exemplo de histograma para discussão das faixas de parâmetro.....	121
Figura 86 – Camadas de discussão de parâmetros: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana.....	122
Figura 87 - Estrutura geral do banco de dados geotécnico das argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife)	124
Figura 88 - Exemplo de perfil representativo (Planície do Recife: ID 34 - Clube Internacional).....	127
Figura 89 - Variabilidade espacial das espessuras de solos moles da Planície do Recife	130
Figura 90 - Pontos de sondagem do Banco de Perfis de Solos Moles na geologia da Planície do Recife	132
Figura 91 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qp: (Imbiribeira/Av. Masc. de Moraes)	136
Figura 92 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qpm: (Clube Internacional/Madalena).....	137
Figura 93 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qh: (Boa Viagem)	140
Figura 94 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qfl: (Sesi-Ibura)	143
Figura 95 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qm: (Chão de Estrelas)	145
Figura 96 - Perfis de umidade natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana.....	151
Figura 97 - Perfil de umidade natural da Planície do Recife, ampliado	152
Figura 98 - Distribuição de frequência da umidade natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape.....	153
Figura 99 - Perfis de teor de matéria orgânica: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	155
Figura 100 - Distribuição de frequência do teor de matéria orgânica: (a) Planície do Recife; (b) Suape	156
Figura 101 - Relação entre o teor de matéria orgânica e a umidade natural.....	157
Figura 102 - Perfil dos limites de Atterberg da Planície do Recife.....	159
Figura 103 - Distribuição de frequência dos limites de consistência da Planície do Recife	159
Figura 104 - Perfil dos limites de Atterberg de Suape	160
Figura 105 - Distribuição de frequência dos limites de consistência de Suape	160
Figura 106 - Perfil dos limites de Atterberg da Várzea de Goiana.....	161
Figura 107 - Carta de plasticidade de Casagrande do BD-RMRecife	162

Figura 108 - Perfis de índice de liquidez: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	164
Figura 109 - Distribuição do índice de liquidez: (a) Planície do Recife; (b) Suape	165
Figura 110 - Perfis de densidade real (média) dos grãos: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	167
Figura 111 - Distribuição de frequência da densidade real (média) dos grãos: (a) Planície do Recife; (b) Suape	168
Figura 112 - Perfis de índice de vazios inicial: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	170
Figura 113 - Distribuição de frequência do índice de vazios inicial: (a) Planície do Recife; (b) Suape	171
Figura 114 - Perfis de peso específico natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	173
Figura 115 - Distribuição de frequência do peso específico natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape	174
Figura 116 - Umidade natural vs. índice de vazios inicial	175
Figura 117 - Peso específico natural vs. índice de vazios inicial	176
Figura 118 - Umidade natural vs. peso específico natural	177
Figura 119 - Perfis de medidas e parâmetros derivados dos ensaios de CPTu da Planície do Recife	182
Figura 120 - Perfis de medidas e parâmetros derivados dos ensaios de CPTu de Suape	183
Figura 121 - Ábacos simplificados de classificação do comportamento do solo pelo CPTu	184
Figura 122 - Ábacos normalizados de classificação do comportamento do solo pelo CPTu	185
Figura 123 - Classificação modificada do comportamento do solo pelo CPTu	186
Figura 124 - Atualização do ábaco normalizado de classificação do comportamento do solo	188
Figura 125 - Ábacos de classificação do comportamento dos solos: (a) não-normalizados; (b) normalizados	189
Figura 126 - Perfis de classificação do comportamento das argilas da P. do Recife: (a) não normalizados; (b) normalizados; (c) tensão efetiva	192
Figura 127 - Perfis dos índices de classificação do comportamento das argilas de Suape: (a) não normalizados; (b) normalizados	193
Figura 128 - Ábacos não normalizados de classificação do comportamento dos solos da Planície do Recife	194
Figura 129 - Ábacos normalizados de classificação do comportamento dos solos da Planície do Recife	195
Figura 130 - Ábacos não normalizados de classificação do comportamento dos solos de Suape	196
Figura 131 - Ábacos normalizados de classificação do comportamento dos solos de Suape	197
Figura 132 - Perfis da relação $\Delta e/e_0$: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	203
Figura 133 - Distribuição de frequência da relação $\Delta e/e_0$: (a) Planície do Recife; (b) Suape	204

Figura 134 - Perfis de índice de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	207
Figura 135 - Distribuição de frequência do índice de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape	208
Figura 136 - Perfis de índice de expansão: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	210
Figura 137 - Distribuição de frequência do índice de expansão: (a) Planície do Recife; (b) Suape	211
Figura 138 - Perfis da relação C_s/C_c : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana.....	212
Figura 139 - Distribuição de frequência da relação C_s/C_c : (a) Planície do Recife; (b) Suape.....	213
Figura 140 - Perfis da razão de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	215
Figura 141 - Distribuição de frequência da razão de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape	216
Figura 142 - Correlações empíricas entre C_c e W_n	218
Figura 143 - Correlações empíricas entre C_c e W_n	220
Figura 144 - Correlações empíricas entre C_c e W_L	222
Figura 145 - Correlações empíricas entre C_c e IP	224
Figura 146 - Correlações empíricas entre CR e W_n	225
Figura 147 - Perfis da tensão de pré-adensamento: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	227
Figura 148 - Distribuição de frequência da tensão de pré-adensamento: (a) Planície do Recife; (b) Suape	228
Figura 149 - Perfis de OCR: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	230
Figura 150 - Distribuição de frequência do OCR: (a) Planície do Recife; (b) Suape	231
Figura 151 - Relação entre o fator α e o IP , com os pontos do BD RMRecife.....	233
Figura 152 - Perfis de OCR estimado pelo ensaio de palheta de campo: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana.....	235
Figura 153 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - \sigma_{v0})$ de argilas	236
Figura 154 - Relação entre OCR e Q_{t1} de argilas.....	237
Figura 155 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - u_2)$ de argilas.....	237
Figura 156 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - \sigma_{v0})$ de argilas brasileiras	238
Figura 157 - Estimativas de σ'_{vm} das argilas da Baix. de Jacarépaguá (RJ): (a) K_1 ; (b) K_2	239
Figura 158 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - \sigma_{v0})$ das argilas moles da RMRecife	240
Figura 159 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - u_2)$ das argilas moles da RMRecife	240
Figura 160 - Relação entre Q_{t1} e OCR das argilas moles da RMRecife.....	241
Figura 161 - Relação entre Q_{tn} e OCR das argilas moles da RMRecife.....	242
Figura 162 - Teste das estimativas da história de tensões de um depósito de argila mole da Planície do Recife: Clube Internacional (ID 34)	243
Figura 163 - Teste das estimativas da história de tensões de um depósito de argila mole de Suape: AE-2 (ID 57)	243

Figura 164 - Estimativas da história de tensões dos depósitos de argilas moles da Planície do Recife	244
Figura 165 - Estimativas da história de tensões dos depósitos de argilas moles de Suape	245
Figura 166 - Perfis de S_{uVST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana.....	250
Figura 167 - Distribuição de frequência do S_{uVST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	251
Figura 168 - Perfis de S_{tVST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana.....	253
Figura 169 - Distribuição de frequência do S_{tVST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana	254
Figura 170 - Relação entre S_u e S_{ur} da RMRecife	255
Figura 171 - Relação entre I_L e S_{ur} da RMRecife	256
Figura 172 - Relação entre σ'_{vm} e $S_{uVST(corr)}$ da RMRecife.....	257
Figura 173 - Teste das estimativas de $S_{uVST(corr)}$ em um depósito: (a) da Planície do Recife; (b) de Suape	257
Figura 174 - Relação entre S_{uVST}/σ'_{vm} e IP da RMRecife.....	258
Figura 175 - Valores de N_{kt-VST} da Planície do Recife: (a) em profundidade; (b) em regressão	260
Figura 176 - Valores de N_{kt-VST} de Suape: (a) em profundidade; (b) em regressão	261
Figura 177 - Valores de N_{ke-VST} da Planície do Recife: (a) em profundidade; (b) em regressão	263
Figura 178 - Valores de N_{ke-VST} de Suape: (a) em profundidade; (b) em regressão.....	264
Figura 179 - Valores de $N_{\Delta u-VST}$ da Planície do Recife: (a) em profundidade; (b) em regressão	266
Figura 180 - Valores de $N_{\Delta u-VST}$ de Suape: (a) em profundidade; (b) em regressão	266
Figura 181 - Estimativas de S_u da Planície do Recife: (a) N_{kt-VST} ; (b) $N_{\Delta u-VST}$; (c) N_{ke-VST}	268
Figura 182 - Estimativas de S_u de Suape: (a) N_{kt-VST} ; (b) $N_{\Delta u-VST}$; (c) N_{ke-VST}	268
Figura 183 - Perfis de S_u estimado pelo CPTu (S_{u-CPTu}) da Planície do Recife	269
Figura 184 - Perfis de S_u estimado pelo CPTu (S_{u-CPTu}) de Suape.....	270

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Mecanismos que provocam o pré-adensamento	33
Tabela 2 – Classificação da qualidade do corpo de prova do ensaio de adensamento	35
Tabela 3 – Classificação brasileira da qualidade do corpo de prova do ensaio de adensamento.....	36
Tabela 4 - Classificação da sensibilidade das argilas	41
Tabela 5 - Fatores que afetam a sensibilidade das argilas	42
Tabela 6 - Faixas de resultados típicos de argilas moles de diferentes regiões do Brasil	70
Tabela 7 - Dados geotécnicos de algumas argilas da Noruega.....	71
Tabela 8 - Parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles do mundo	73
Tabela 9 - Características gerais dos sedimentos da baixada Santista	76
Tabela 10 - Propriedades diferenciadoras das argilas de Santos.....	77
Tabela 11 - Parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles do RJ	85
Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles da região Norte do Brasil	86
Tabela 13 - Perfis típicos da Planície do Recife.....	91
Tabela 14 - Descrição das unidades geológicas.....	107
Tabela 15 - Informações gerais do BD. <i>continua</i>	112
Tabela 16 - Locais/áreas de referência do BD RMRecife	125
Tabela 17 - Mapas do projeto Carta Geotécnica do Recife	128
Tabela 18 - Sondagens analisadas por unidade geológica	131
Tabela 19 - Solos típicos adotados (simplificação)	133
Tabela 20 - Número máximo de camadas em cada unidade geológica	133
Tabela 21 - Perfil típico “Qp” mais frequente	136
Tabela 22 - Perfil típico “Qpm” mais frequente	137
Tabela 23 - Perfil típico “Qp”	138
Tabela 24 - Perfil típico “Qpm”	138
Tabela 25 - Perfil típico “Qh” mais frequente	139
Tabela 26 - Perfil típico “Qh”	141
Tabela 27 - Perfil típico “Qfl” mais frequente.....	142
Tabela 28 - Perfil típico “Qfl”	144
Tabela 29 - Perfil típico “Qm” mais frequente	145
Tabela 30 - Perfil típico “Qm”	146
Tabela 31 - Bairros do Recife que ocorrem os perfis típicos	147
Tabela 32 – Classificação dos solos de acordo com o TMO	154
Tabela 33 - Classificação da plasticidade de acordo com o limite de liquidez	158
Tabela 34 - Indicativo da consistência pelo I_L	162
Tabela 35 - Índice de vazios inicial em função da umidade natural da Planície do Recife	175
Tabela 36 - Índice de vazios inicial em função da umidade natural de Suape.....	176
Tabela 37 - Índice de vazios inicial em função da umidade natural da Várzea de Goiana.....	176
Tabela 38 - Zonas de classificação do SBT, versão 1986	184

Tabela 39 - Zonas de classificação do SBT, versão 1990	186
Tabela 40 - Faixa de I_c em relação as zonas de SBT	187
Tabela 41 - Faixa de I_{SBT} em relação as zonas de SBT.....	189
Tabela 42 - Correlações empíricas com C_c	217
Tabela 43 - Índice de compressão em função da umidade natural da Planície do Recife	219
Tabela 44 - Índice de compressão em função da umidade natural de Suape	219
Tabela 45 - Índice de compressão em função da umidade natural da Várzea de Goiana.....	219
Tabela 46 - Índice de compressão em função do índice de vazios inicial da Planície do Recife	220
Tabela 47 - Índice de compressão em função do índice de vazios inicial de Suape	221
Tabela 48 - Índice de compressão em função do índice de vazios inicial da Várzea de Goiana.....	221
Tabela 49 - Índice de compressão em função do limite de liquidez da Planície do Recife	222
Tabela 50 - Índice de compressão em função do limite de liquidez de Suape	222
Tabela 51 - Índice de compressão em função do limite de liquidez da Várzea de Goiana.....	222
Tabela 52 - Índice de compressão em função do índice de plasticidade da Planície do Recife	223
Tabela 53 - Índice de compressão em função do índice de plasticidade de Suape.....	223
Tabela 54 - Índice de compressão em função do índice de plasticidade da Várzea de Goiana.....	224
Tabela 55 - Classificação adotada para o estado de pré-adensamento	229
Tabela 56 - Valores médios de K_2 das argilas brasileiras	238
Tabela 57 - Classificação da consistência por S_u	248
Tabela 58 - Classificação da sensibilidade das argilas	252
Tabela 59 - Valores de N_{kt-VST} de argilas muito moles/moles da literatura	261

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
1.2	OBJETIVOS DO ESTUDO	21
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2	GENERALIDADES DAS ARGILAS MOLES.....	24
2.1	FORMAÇÃO DOS SEDIMENTOS ARGILOSOS	24
2.1.1	Ciclo dos minerais argílicos.....	24
2.1.2	Ambientes de deposição	25
2.1.2.1	<i>Ambientes fluviais.....</i>	25
2.1.2.2	<i>Ambientes lacustres (lagos)</i>	25
2.1.2.3	<i>Ambientes deltaicos</i>	26
2.1.2.4	<i>Baía e lagoas</i>	27
2.1.2.5	<i>Planícies de maré e mangues.....</i>	27
2.1.3	Variações do nível do mar	28
2.2	COMPORTAMENTO DAS ARGILAS MOLES	29
2.2.1	Compressibilidade	29
2.2.1.1	<i>Avaliação da compressibilidade das argilas moles</i>	30
2.2.1.2	<i>Qualidade do corpo de prova</i>	34
2.2.2	Resistência ao cisalhamento	36
2.2.2.1	<i>Fatores que influenciam a resistência das argilas.....</i>	37
2.2.2.2	<i>Avaliação da resistência ao cisalhamento das argilas moles</i>	45
3	ARGILAS QUATERNÁRIAS DE PERNAMBUCO	53
3.1	CONTEXTO GEOLÓGICO.....	53
3.2	ESTUDOS GEOTÉCNICOS.....	56
4	BANCO DE DADOS GEOTÉCNICOS	69
4.1	EXPERIÊNCIAS INTERNACIONAIS.....	70
4.2	EXPERIÊNCIAS BRASILEIRAS	76
5	METODOLOGIA	100
5.1	ÁREA DE ESTUDO.....	100
5.1.1	Região Metropolitana do Recife (RMRecife)	100
5.1.2	Planície do Recife.....	104
5.1.3	Suape.....	107
5.1.4	Várzea de Goiana.....	109

5.2	ESTRUTURA DO BANCO DE DADOS DA RMRecife	111
5.2.1	Informações Gerais	111
5.2.2	Ensaio de Campo	117
5.2.3	Ensaio de Laboratório	118
5.2.4	Interpretações	119
6	PERFIS GEOTÉCNICOS	125
6.1	PERFIS REPRESENTATIVOS	125
6.2	BANCO DE PERFIS DE SOLOS MOLES DA PLANÍCIE DO RECIFE	128
6.3	PERFIS GEOTÉCNICOS TÍPICOS DA PLANÍCIE DO RECIFE	131
6.3.1	Perfil típico “Qp” – Terraços Marinhos Pleistocênicos	135
6.3.2	Perfil típico “Qpm” – Terraços Marinhos Pleistocênicos Modificados	136
6.3.3	Perfil típico “Qh” – Terraços Marinhos Holocênicos	139
6.3.4	Perfil típico “Qfl” – Depósitos Flúvio-Lagunares	142
6.3.5	Perfil típico “Qm” – Manguezais	145
6.4	CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO	148
7	ÍNDICES FÍSICOS E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS	149
7.1	UMIDADE NATURAL (W_n)	149
7.2	TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA (TMO)	154
7.3	LIMITES DE CONSISTÊNCIA (W_L , W_P , IP, I_L)	158
7.4	DENSIDADE REAL (MÉDIA) DOS GRÃOS (G_s)	166
7.5	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e_0)	169
7.6	PESO ESPECÍFICO NATURAL (γ_{nat}).....	172
7.7	RELAÇÕES E CORRELAÇÕES ENTRE OS ÍNDICES FÍSICOS	175
7.8	CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO PELO PIEZOCONE	177
7.8.1	Classificação do comportamento dos solos	184
7.9	CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO	198
8	COMPRESSIBILIDADE E HISTÓRICO DE TENSÕES	201
8.1	QUALIDADE DAS AMOSTRAS	201
8.2	PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE	205
8.3	CORRELAÇÕES COM O ÍNDICE DE COMPRESSÃO (C_c)	217
8.3.1	Correlações com a umidade natural (W_n)	218
8.3.2	Correlações com o índice de vazios inicial (e_0)	219
8.3.3	Correlações com a limite de liquidez (W_L)	221
8.3.4	Correlações com o índice de plasticidade (IP)	223
8.4	CORRELAÇÕES COM A RAZÃO DE COMPRESSÃO (CR).....	224

8.5	HISTÓRIA DE TENSÕES	225
8.6	CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO	245
9	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA	248
9.1	PERFIS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	248
9.2	SENSIBILIDADE	252
9.3	CORRELAÇÕES COM A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	255
9.4	ESTIMATIVAS DE S_u ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE.....	258
9.4.1	S_u em termos de tensões totais	259
9.4.2	S_u em termos de tensões efetivas	262
9.4.3	S_u a partir do excesso de poropressão gerado durante a cravação....	265
9.4.4	Verificação simplificada da aplicação das metodologias.....	267
9.4.5	Perfis de S_u estimado pelo CPTu	269
9.5	CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO	271
10	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	273
10.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	273
10.2	PERFIS GEOTÉCNICOS	273
10.3	ÍNDICES FÍSICOS E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS.....	274
10.4	COMPRESSIBILIDADE E HISTÓRICO DE TENSÕES	275
10.5	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA	276
10.6	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	277
	REFERÊNCIAS.....	279
	APÊNDICE A – ANÁLISES DE OCORRÊNCIA DE CAMADAS.....	298

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A reunião de informações quantitativas relativas às experiências as quais o ser humano está inserido é uma prática que proporciona eficiência na resolução de situações difíceis bem como aprimoramento no tratamento das informações. À esta reunião de informações dar-se-á o nome de Banco de Dados, sendo algumas das principais aplicações na área da saúde, segurança pública, meteorologia, economia, geografia e engenharia. Na engenharia, especificamente na engenharia geotécnica, os bancos de dados são muito relevantes na discussão de determinados tipos de solos, os quais podem se relacionar com sua formação geológica, que possuem aplicações de fins didáticos e práticos, tais como melhor apresentação do comportamento dos solos de determinadas regiões ou na complementação de projetos de engenharia. Banco de dados geotécnicos, em diversos casos, funcionam como subsídio complementar para tomada de decisões, tais como escolha de área mais viável para construção, possível tipo de fundação aplicada, possíveis metodologias de tratamento dos solos, análise de estabilidade de taludes, estimativa de parâmetros geotécnicos, estimativa de recalques e solos com características importantes sob a ótica ambiental.

As aglomerações urbanas localizadas em ambientes costeiros, aliado à presença de rios e ambientes lacustres, estão sujeitas à ocorrência de sedimentos de consistência mole, com elevado teor de matéria orgânica, alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte. A Região Metropolitana do Recife (RMRecife) é a maior aglomeração urbana do Norte-Nordeste, sexta maior do Brasil, enquadrando-se entre as 120 maiores regiões metropolitanas do mundo. Dos quatorze municípios da costa Pernambucana, nove estão inseridos na RMRecife, estimando-se que quase 50% das áreas dessas localidades constituídas por depósitos de solos moles.

O Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies (GEGEP) ao longo dos últimos 40 anos têm contribuído com à comunidade local, nacional e internacional através de estudos geotécnicos, dentre os quais destaca-se a avaliação de riscos de encostas, solos não-saturados, solos moles, fundações superficiais e profundas,

obras de contenção e mapeamento geológico-geotécnico. Na década de 90, o GEGEP produziu importante agrupamento de experiências em argilas moles da cidade do Recife, denominado de Banco de Dados das Argilas Moles do Recife, conforme Coutinho *et al.* (1998). A consagração desse trabalho refletiu-se nas inúmeras aplicações das estimativas de parâmetros propostas na complementação de projetos de obras geotécnicas que enfrentavam solos moles dessa região.

É de conhecimento da engenharia geotécnica a dificuldade da análise e interpretação de projetos que envolvam solos moles e/ou orgânicos, pois diversos fatores podem influenciar nessas. Diante dessa problemática, e da ausência de um estudo integrado das experiências geotécnicas locais, o presente trabalho buscará aprimorar e ampliar o Banco de Dados das Argilas Moles do Recife, bem como discutir o padrão de comportamento desses tipos de solos nas regiões estudadas de forma a contribuir para a comunidade geotécnica local com análises desses padrões, que poderão ser transpostas, com cautela, para outras localidades da região costeira de Pernambuco e do Brasil.

O presente trabalho almeja dar continuidade aos estudos do GEGEP, na forma de uma análise integrada das experiências com argilas moles às quais o grupo se envolveu, incluindo o Banco de Dados das Argilas Moles do Recife (COUTINHO *et al.*, 1998), dados geotécnicos das argilas moles do Complexo Industrial e Portuário de Suape (COUTINHO e BELLO, 2014), dados geotécnicos das argilas moles da Várzea de Goiana (SOUZA, 2018) e informações obtidas em dissertações de mestrado e teses de doutorado nas quais o estudo geotécnico foi realizado em depósitos de argilas moles da RMRecife. A integração dessas experiências dar-se-ão pela discussão isolada dos universos de dados geotécnicos, Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana, de forma a serem analisados os padrões de comportamento dos solos observados em cada universo, com posterior discussão de semelhanças e divergências entre os mesmos.

1.2 OBJETIVOS DO ESTUDO

Com o foco em colaborar na compreensão do comportamento geotécnico das argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife), a partir de quantidade significativa de resultados de caracterizações geotécnicas de campo e laboratório, o objetivo do presente estudo é organizar esses resultados no formato de um banco de dados, para análise dos padrões de comportamento dos depósitos de argilas moles da RMRecife, no formato de universos de dados.

São objetivos específicos do atual trabalho:

- Atualizar/aprimorar a estrutura do BD RMRecife;
- Ampliar BD Recife e BD Suape;
- Georreferenciar todas as áreas de investigação geotécnica;
- Apresentar, de forma básica, as feições geológicas de cada universo de dados;
- Definir áreas de investigação geotécnica de referência (*reference sites*);
- Analisar o padrão de repetibilidade de camadas de solos nos depósitos de argilas moles da Planície do Recife, a partir de um Banco de Perfis de Sondagens;
- Analisar o padrão de comportamento de cada universo de dados quanto aos índices físicos e propriedades geotécnicas; compressibilidade e histórico de tensões, e; resistência ao cisalhamento não drenada;
- Em cada análise de comportamento, propor correlações entre diversos parâmetros geotécnicos que poderão ser aplicadas nas estimativas de parâmetros de depósitos de argilas moles da região;
- Realizar pequenos ajustes de correlações de parâmetros já consagradas pela literatura geotécnica, baseada na mudança de coeficientes adaptados para os dados das argilas moles locais.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho está subdividido em 10 capítulos, distribuídos no seguinte formato:

Capítulo 1: Introdução

Apresenta a Introdução, à qual fornece uma visualização geral do trabalho desenvolvido, incluindo as considerações iniciais, os objetivos e a estrutura da tese.

Capítulo 2: Generalidades das argilas moles

Apresenta um apanhado básico dos principais aspectos relacionados aos tipos de formação de depósitos de argilas moles, principais metodologias de avaliação do comportamento geotécnico, bem como fatores que podem influenciar na avaliação desse comportamento.

Capítulo 3: Argilas Quaternárias de Pernambuco

Apresenta uma revisão geral do contexto geológico-geotécnico das argilas quaternárias de Pernambuco, com a revisão da literatura de estudos geológicos e geotécnicos.

Capítulo 4: Banco de dados geotécnico

Apresenta algumas das principais experiências internacionais e nacionais de bancos de dados geotécnicos que envolveram depósitos de argilas moles.

Capítulo 5: Metodologia

Apresenta a contextualização territorial e geológica das regiões estudadas no presente trabalho, bem como seus respectivos limites de abrangência. Também é apresentada a estrutura geral do Banco de Dados e a metodologia adotada para análise e discussão dos dados.

Capítulo 6: Perfis geotécnicos

Apresenta os perfis geotécnicos dos principais depósitos de argilas moles estudados de todos os universos do atual BD, definidos como referência para as análises posteriores. Também é apresentado o Banco de Perfis geotécnicos da Planície do Recife, que embasou as propostas de variabilidade espacial das

espessuras de solos moles e de perfis típicos relacionados às unidades de formação geológica.

Capítulo 87: Índices físicos e propriedades geotécnicas

Apresenta a caracterização geotécnica dos universos estudados a partir de resultados de índices físicos e classificação do comportamento das camadas dos depósitos estudados através dos ensaios de piezocone. São também apresentadas correlações empíricas entre os índices físicos, úteis para estimativas geotécnicas. As informações são discutidas em profundidade e em análise de distribuição de frequência.

Capítulo 8: Compressibilidade e histórico de tensões

Apresenta análise e interpretação da compressibilidade e histórico de tensões dos depósitos de argilas moles da RMRecife, em cada universo de dados, a partir de resultados de investigações de laboratório e de campo, discutidas em profundidade e faixa mais frequente de ocorrência de resultados. São também apresentadas correlações empíricas tradicionais e adaptadas para os dados do atual BD.

Capítulo 9: Resistência ao cisalhamento não drenada

Apresenta análise e interpretação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) dos depósitos de argilas moles da RMRecife, em cada universo de dados, a partir de resultados de investigações de campo, com metodologias de medição e estimativas de S_u . Os resultados são discutidos em profundidade e faixa mais frequente de ocorrência. São também apresentadas correlações empíricas tradicionais e adaptadas para os dados do atual BD, assim como propostas de fatores do cone para estimativas de S_u em depósitos de argilas moles da RMRecife a partir de ensaios de piezocone.

2 GENERALIDADES DAS ARGILAS MOLES

Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), as argilas são solos que possuem granulação fina com mais de 50% em peso passando na peneira Nº 200 (0,074 mm), com consistência variando de muito mole a dura. Entretanto, é importante fazer a distinção entre partículas de argila e fração argilosa. Partículas de argila consistem em minerais de argila, em forma de plaquetas de tamanho ultramicroscópico, mas que quando agregadas podem ter dimensões de micra. Na prática da engenharia, argila é designada comum a fração menor que $2\mu\text{m}$ (0,002mm), porém podem também estar presentes outras partículas não argilosas, como quartzo (muito fino) e feldspatos (BRAND e BRENNER, 1981).

A consistência de uma argila é descrita de acordo com a sua resistência não drenada (S_u). Terzaghi e Peck (1967) propuseram que uma argila muito mole deve possuir S_u menor que 25 kPa, enquanto que uma argila mole deve possuir S_u variando entre 25 e 50 kPa.

No presente capítulo foram discutidos aspectos relacionados à argilas moles no que se diz respeito aos tipos de formação geológica de argilas moles, comportamento de compressibilidade e resistência, bem como as principais metodologias de investigação.

2.1 FORMAÇÃO DOS SEDIMENTOS ARGILOSOS

A história genética das argilas moles pode, muitas vezes, justificar certas tendências de comportamento geotécnico. Apresenta-se nesse item uma revisão básica sobre alguns fatores relacionados à formação dos depósitos de argilas moles.

2.1.1 Ciclo dos minerais argílicos

Existem quatro grandes grupos de minerais argílicos, caulinitas, esmectitas (montmorilonita), ilitas e cloritas, resultantes de alteração de rocha, essencialmente compostos por silicatos de alumínio hidratados, contendo Mg, K, Ca, Na e íons de Fe. Todos formados pela decomposição química de minerais de silicato e transportados para zonas de sedimentação por diversos agentes (BRAND e BRENNER, 1981)

Os sedimentos jovens, como as argilas moles, sofreram pequena influência diagenética devido à elevação isostática ou regressão marítima, enquanto que

sedimentos de maiores profundidades sofrem maiores sobrecargas, consolidam e tendem a dissipar poropressões, tornando suas partículas mais cimentadas.

O aumento de temperatura e pressão pode ocasionar em um metamorfismo, processo no qual os minerais argílicos transformam-se em outros minerais (micas e feldspatos). Processos tectônicos ou atividade vulcânica podem movimentar essas rochas a zonas superficiais, onde após a erosão da rocha exposta, a formação de minerais de argila pode recomeçar (MITCHELL e SOGA, 2005).

2.1.2 Ambientes de deposição

Ambientes deposicionais são definidos como unidades geomórficas nas quais a sedimentação líquida ocorre ao longo de um período de tempo. Os principais fatores que influenciam os ambientes de deposição são clima, disponibilidade e tipo de sedimento, salinidade da água e condições hidrodinâmicas. Tais fatores caracterizam um ambiente deposicional, tornando-os diferentes no tempo e no espaço. Um depósito de argila mole, reflete um tipo de ambiente que sofreu pequenas variações ao longo do tempo (BRAND e BRENNER, 1981).

Em cada ambiente deposicional é importante analisar o meio de deposição (água doce, marinha ou subterrânea), o processo que leva à deposição do sedimento (rio, vento, ondas e marés) e a localização da deposição (planície de inundação, deserto, praia, plano de maré).

2.1.2.1 Ambientes fluviais

Depósitos formados por rios são denominados sedimentares arenosos. Em zonas de topografia mais baixa e suave (baixada) de um leito de rio, os depósitos arenosos apresentam maior espessura e extensão.

2.1.2.2 Ambientes lacustres (lagos)

Caracterizam-se por apresentar água com velocidades de fluxo muito baixas, localizados no interior do continente, sem comunicação direta com o mar e de baixa salinidade. A distribuição dos grãos sedimentáveis varia de acordo com as condições hidrodinâmicas do lago, topografia e profundidade, bem como da bacia hidrográfica e importação de materiais de seus afluentes. As argilas são bastante abundantes nesses tipos de sedimentos, principalmente nas regiões de maiores profundidades, já nas bordas os grãos tendem a ser de maiores diâmetros.

Estudos geotécnicos em depósitos lacustres têm sido bastante discutidos na literatura, principalmente de argilas depositadas em lagos pós-glaciais da América do Norte e do norte europeu, também chamadas de argilas glacio-lacustres. Woods, Miles e Lovell (1962) descreveram a distribuição de depósitos de argilas lacustres nos Estados Unidos. Peck e Reed (1954) apresentaram os depósitos de argilas lacustres que abrangiam a cidade de Chicago. Rominger e Rutledge (1952) discutiram sobre os depósitos do ancestral lago Agassiz. Wu (1958) apresentaram as propriedades geotécnicas das argilas do lago glacial da região dos Grandes Lagos. Quigley (1979) discutiu sobre os depósitos de argilas moles de lagos pós-glaciais do Canadá.

Massad (2009) discute que nesses ambientes de formação, devido à baixa velocidade de fluxo, há maior probabilidade de sedimentação de matéria orgânica, processo que relaciona grandes depósitos de solos orgânicos turfas à existência de antigos lagos ou de rios com baixa velocidade de fluxo.

Um caso especial de depósito de argila mole formado em ambiente lacustre é o da Cidade do México, a qual abrange grande parte do perímetro urbano. A bacia do Vale do México foi formada ao final da época pleocênica, onde um lago ocupava praticamente toda a bacia. Os materiais sedimentados constituíram de cascalhos, areia, matéria orgânica e espessas camadas de argilas (ZEEVAERT, 1972). Os solos desse depósito apresentam ao longo de seu perfil, umidades naturais por vezes superando 500%, limites de Atterberg elevados, compressibilidade elevada (ordem métrica de recalques) (OVANDO-SHELLEY; OSSA; ROMO, 2007). Mesri, Rokhsar e Bohr (1975) realizaram um estudo geotécnico detalhado sobre esse depósito o qual apresentou resultados peculiares, como a presença abundante do mineral argílico esmectita, fração siltosa do solo constituída por conchas diatomáceas e a presença de matéria orgânica. As conchas diatomáceas possuem estrutura porosa, capazes de armazenar água. Tais características justificam o comportamento geotécnico incomum deste tipo de solo, como alto limite de plasticidade, baixa densidade, alta compressibilidade e ângulo de atrito relativamente elevado.

2.1.2.3 Ambientes deltaicos

A conjunção de rios, que ao atingir o mar, a velocidade dos seus fluxos cai abruptamente, provoca a deposição dos materiais transportados pelo fluxo na sua foz. Depósitos sedimentares formados por esses processos são denominados deltas. Os

fatores que influenciam a formação dos deltas são o regime fluvial, processos costeiros e fatores climáticos. O corpo de um delta é constituído, de maneira geral, em duas camadas, subterrânea e subaquática. Sedimentos finos são encontrados nas zonas de profundidades próximas ao nível do mar, também denominadas prodelta. Segundo Wright (1978), as camadas de argilas prodeltas tendem a apresentar pequena heterogeneidade e atingir até 6 metros de profundidade. Tais argilas são geralmente muito plásticas e apresentam conchas na sua constituição (MITCHELL e SOGA, 2005).

A zona subterrânea de um delta caracteriza-se, de forma geral, de ambientes de pântanos e mangues, os quais formam depósitos altamente orgânicos, com a presença de argilas muito orgânicas e turfas. Deltas de grande extensão tendem a apresentar sub-ambientes de deposição, variando entre ambientes marinhos e terrestres, os quais quando em contato com grandes planícies costeiras tendem a formar espessos depósitos de argilas moles, como é o caso do Recife. As argilas formadas em ambientes marinhos tendem a apresentar, em geral, coloração de clara a escura, consistência mole, e espessuras de 5 a 30m ao longo da linha costeira (BRAND e BRENNER, 1981).

2.1.2.4 Baía e lagoas

As lagoas são corpos hídricos formados por barreiras de areia, paralela à costa e conectada ao mar por um ou mais pontos. Enquanto que as baías consistem em corpos hídricos em uma linha da costa, sem contato com as correntes marítimas. No tocante à sedimentação, ambas são geologicamente semelhantes. Os processos de sedimentação são influenciados pela profundidade e tamanho do corpo hídrico, dimensão dos canais de conexão com o mar e da topografia da costa (MITCHELL e SOGA, 2005).

Sedimentos finos ocorrem em profundidades maiores, enquanto que os sedimentos mais grossos, próximos à superfície e em canais de conexão marinha (onde o fluxo apresenta maior velocidade).

2.1.2.5 Planícies de maré e mangues

Também considerado um subambiente de regiões deltaicas, os planos de marés são zonas as quais ficam submersas durante a maré alta e exposta na maré

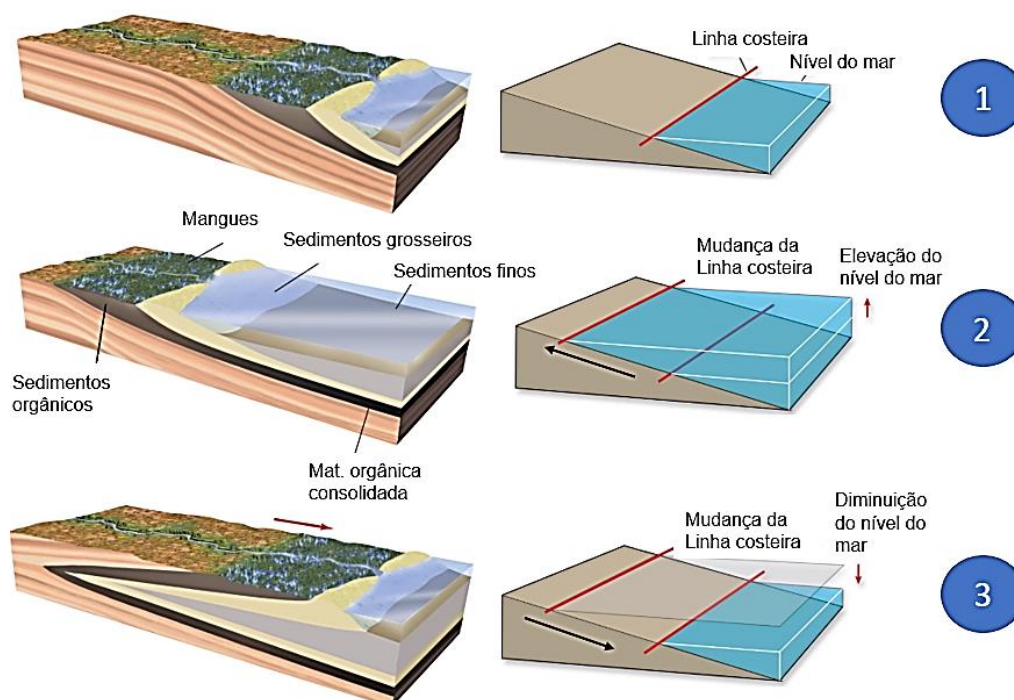
baixa. Em regiões tropicais, é comum o desenvolvimento de vegetação de mangue, a qual favorece a sedimentação de partículas orgânicas e inorgânicas. Os sedimentos desse ambiente são, em geral, orgânicos, com grande predominância de grãos finos (argilas e siltes), espessos, os quais conferem condições geotécnicas que exigem maior cautela.

2.1.3 Variações do nível do mar

O planeta experimentou, ao longo de milhares de anos, diversos níveis marinhos. Existem várias metodologias para datação das variações do nível do mar, o mais usual é através do rastreamento do carbono 14 (C14), realizado a partir de fósseis vegetais e animais que foram depositados próximos à superfície do mar.

As flutuações do nível do mar influenciam os processos sedimentológicos, conforme ilustrado na Figura 1. Durante a transgressão (avanço do mar) provoca uma erosão na zona pós-praia e deposição na zona ante-praia devido à frenagem dos sedimentos continentais que adentram no oceano sob um nível marinho cada vez mais profundo. Enquanto que na regressão (retorno do mar), a perda energética na frente de onda provoca a deposição de sedimentos (pós-praia) e a turbulência gerada pela regressão provoca uma erosão no material do fundo do mar (ante-praia) (GUSMÃO FILHO, 2002).

Figura 1 - Influência da variação do nível do mar na estratificação de depósitos sedimentares



Fonte: O autor.

2.2 COMPORTAMENTO DAS ARGILAS MOLES

A compreensão do comportamento dos solos sempre foi grande desafio para a Engenharia, principalmente no caso de argilas moles. O berço da Engenharia Geotécnica mundial constitui-se na compreensão do comportamento mecânico das argilas moles, a qual vêm, ao longo das décadas, se aprimorando quantos às técnicas/metodologias de avaliação. Nesse item é apresentado pequeno aparato das principais metodologias (tradicionais e modernas) de avaliação do comportamento geotécnico das argilas, bem como alguns fatores que podem influenciar na interpretação desse comportamento.

2.2.1 Compressibilidade

A compressibilidade objetiva-se estudar o solo frente à variação no estado de tensões. Ao ser submetido à um acréscimo de sobrecarga, a água dos poros de um solo saturado drena devido a instalação de um gradiente que transfere o incremento de carregamento à estrutura do solo, ocasionando uma variação de volume (COUTINHO, 1976).

Carregamentos e descarregamentos impõe à uma argila saturada variações de volume. Durante a aplicação do carregamento o volume é reduzido devido ao decréscimo do índice de vazios. A velocidade de dissipação do excesso de poropressão gerado é função da permeabilidade do solo (e também da compressibilidade que comanda o coeficiente de adensamento) e do comprimento do caminho máximo de drenagem.

Ladd (1971) descreve quatro tipos de mecanismos que caracterizam o fenômeno da compressão em argilas saturadas:

- 1) Deformações elásticas dos grãos, como a flexão das partículas de argila de formato laminar;
- 2) Variação no espaçamento inter-particular:
 - a. Variações na espessura da dupla camada de partículas;
 - b. Espaçamentos de contato, devido a tensões muito elevadas.
- 3) Mudança de orientação das partículas:
 - a. Partícula que anteriormente apresentavam disposição aleatória podem adquirir uma determinada orientação;
 - b. Deslizamento relativo das partículas (entre os pontos de contato).
- 4) Deformações irreversíveis das partículas, como a quebra de grãos.

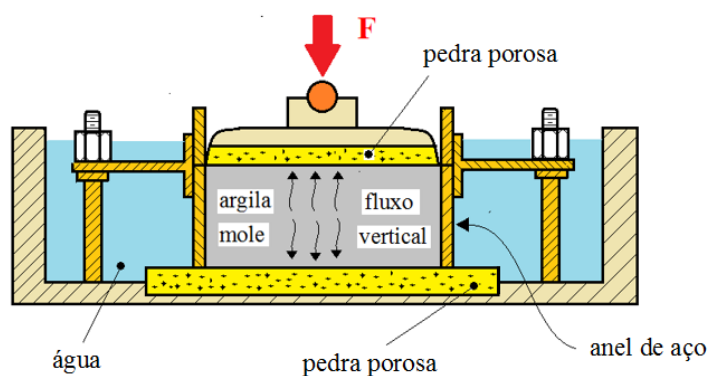
Na prática, em relação a compressão ocasionada pelo carregamento dos solos, os mecanismos 1) e 2) são os mais incidentes no comportamento, gerando dois tipos de adensamento, o primário e o secundário. O do tipo primária é provocado pela redução do índice de vazios, devido ao deslizamento das partículas, uma vez que ocorre o rearranjo estrutural, gerando uma deformação do tipo plástica (irrecuperável).

O adensamento secundário é influenciado pelos processos de fluência do solo. Tais deformações ocorrem sem variação da tensão efetiva. Esse fenômeno diverge em relação ao tradicional Princípio das Tensões Efetivas, o qual considera a variação da tensão efetiva a responsável pelas deformações. Esse processo se desenvolve pelo deslocamento da água adsorvida entre os minerais argílicos ao longo do tempo.

2.2.1.1 Avaliação da compressibilidade das argilas moles

Uma das mais difundidas metodologias de avaliação da compressibilidade das argilas é o ensaio de adensamento unidimensional, embasado nas teorias propostas por Terzaghi. Neste ensaio, uma amostra indeformada, moldada em anel de aço, é submetida à carregamentos verticais. O anel de aço impede com que ocorram deformações horizontais, forçando que a amostra deforme apenas verticalmente, conforme Figura 2.

Figura 2 - Esquema do ensaio de adensamento edométrico

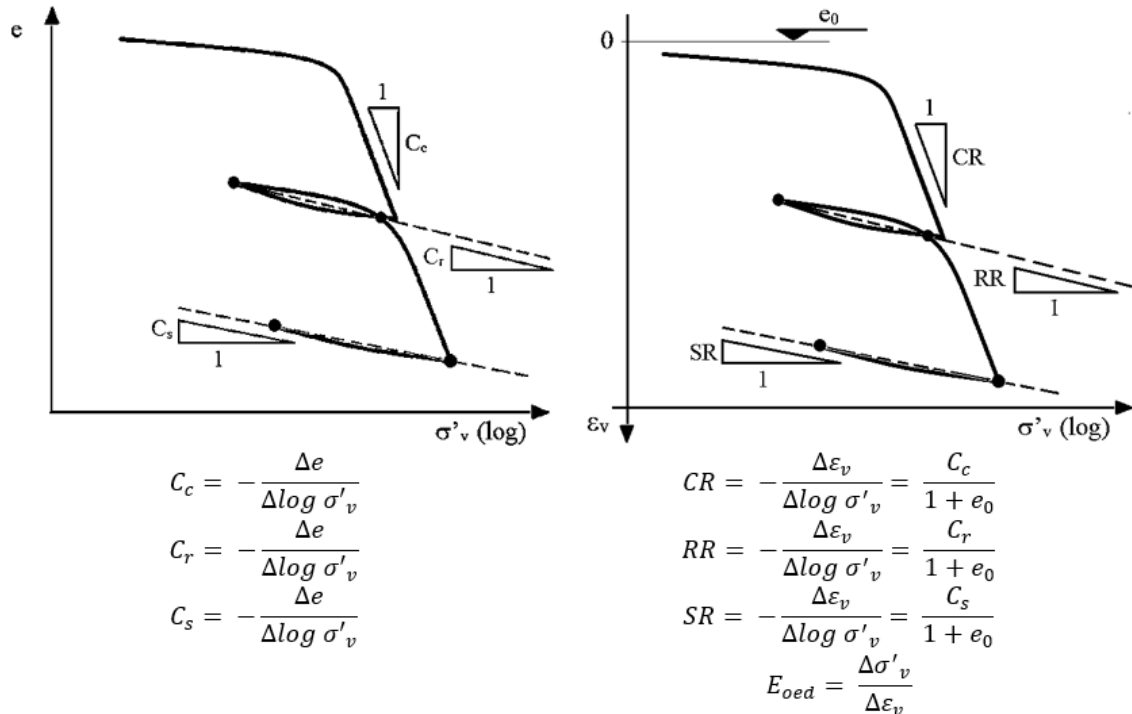


Fonte: Louvise (2015).

A principal representação de resultado desse ensaio são as curvas $e \times \sigma_v' (\log)$ ou $\varepsilon_v \times \sigma_v' (\log)$, onde e , ε_v , σ_v' são o índice de vazios, a deformação específica volumétrica e a tensão vertical efetiva, respectivamente. Através da curva $e \times \sigma_v' (\log)$, é possível obter os índices de compressão (C_C e C_R), de recompressão (C_r e RR), de descompressão (C_S e SR), o módulo edométrico (E_{oed}) e a tensão de pré-adensamento (σ_{vm}'). Enquanto que a curva $\varepsilon_v \times \sigma_v' (\log)$ pode fornecer a razão de

compressão virgem (CR), razão de recompressão (RR) e a razão de descompressão (FIGURA 3).

Figura 3 - Gráficos típicos do ensaio de adensamento unidimensional



Fonte: Adaptado de Louvise (2015).

A mineralogia pode influenciar o comportamento compressível de uma argila saturada. O índice de compressão (C_c) tende a sofrer um aumento de acordo com mineral argílico predominante, na ordem caolinita < illita < montmorilonita (MITCHELL e SOGA, 2005).

O grau de pré-adensamento de um solo pode ser discutido através do “Over Consolidation Ratio (OCR)” (EQUAÇÃO 1). Terzaghi, Peck e Mesri (1996) classificam o estado do solo através do OCR, denominando normalmente adensado para valores próximos à unidade, pré-adensados superiores à esse valor e “em adensamento” para OCR menores que um.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (1)$$

Onde:

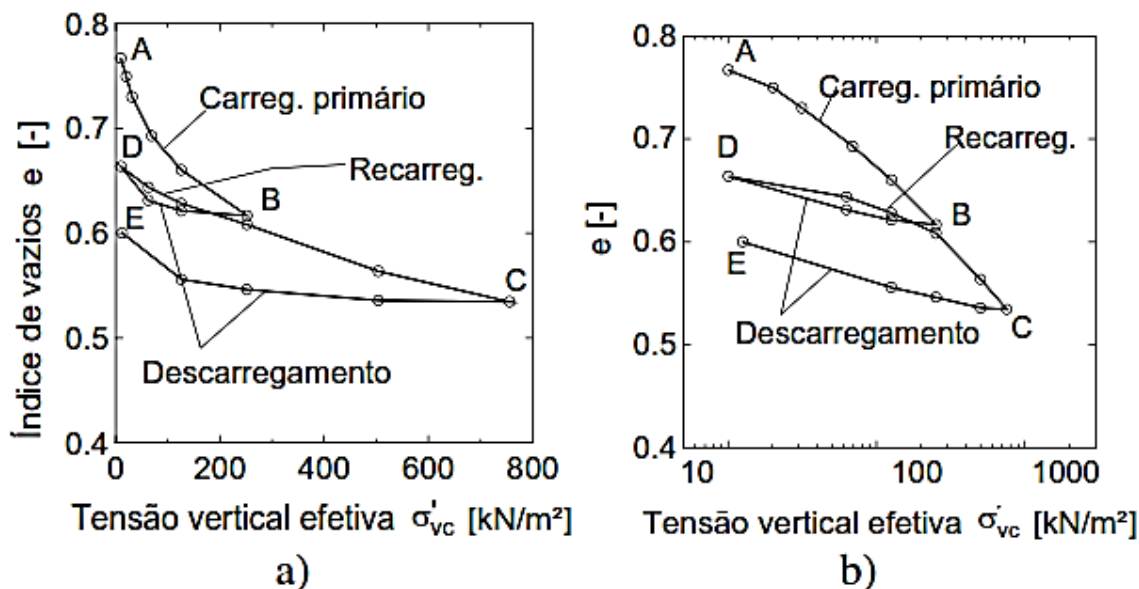
σ'_{vm} : tensão de pré-adensamento (kPa);

σ'_v : tensão vertical efetiva (kPa).

Conforme resultado de um ensaio genérico (FIGURA 4), pode-se discutir que a amostra é carregada ao longo da curva A-B, recarregada para D, recarregada para B, em seguida, para C e, finalmente, descarregada para E. A curva A-B-C é comumente

conhecida como curva de compressão edométrica virgem, na qual as curvas B-D e C-E são denominadas de curvas de inchamento.

Figura 4 - Curva edométrica típica: (a) escala natural, e; (b) escala semi-logarítmica



Fonte: Adaptado de Kempfert e Gebreselassie (2006).

Uma argila normalmente adensada possui um comportamento compressível análogo à curva A-B-C, tendo em vista que ela nunca foi submetida a um estado de tensões superior ao atual. No entanto, uma argila pré-adensada comporta-se de maneira análoga à curva D-B-C.

Em solos argilosos, a compressibilidade é muito influenciada pelo tipo de vínculo entre os grãos, derivado do seu tipo de formação. A forma de deposição das argilas pode definir o tipo de vínculo intergranular existente. Argilas de depósitos normalmente adensados tendem a apresentar consistência mole, elevados valores de índice de vazios inicial, podendo ser até sensível, enquanto que as de depósitos pré-adensados tendem a apresentar estrutura variando entre mole, média ou rija, com índice de vazios inicial menor do que os de depósitos normalmente adensados.

Ladd (1971) descreve os principais mecanismos que provocam o pré-adensamento nos solos. É relevante ressaltar, como exposto na Tabela 1, que existem alguns processos que podem provocar o pré-adensamento dos solos, sem os mesmos terem sido submetido a tensões efetivas superiores às atuais, a exemplo o

ressecamento das camadas superficiais, adensamento secundário, envelhecimento e a mudança da estrutura do solo.

Tabela 1 - Mecanismos que provocam o pré-adensamento

Mecanismo	Causa
Variação da tensão total	Remoção de sobrecarga Demolição de estruturas antigas Glaciação
Variação da pressão neutra	Variação na cota do nível de água Pressões artesianas Bombeamento em profundidade Ressecamento e evaporação indireta Ressecamento provocado pela vegetação
Variação na estrutura do solo	Compressão secundária Mudanças ambientais (temperatura, concentração de sais, pH) Precipitação de agentes cimentantes, troca catiônica, etc.

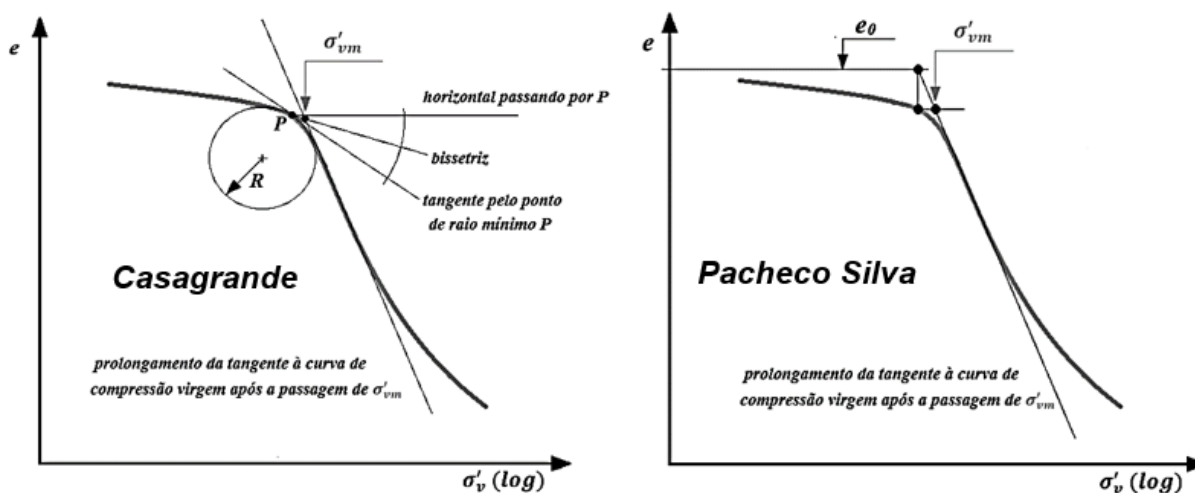
Fonte: Ladd (1971).

Terzaghi e Peck (1967) ressaltaram que os resultados da história de tensões de um perfil de solo, oriundo de ensaios de compressibilidade, devem ser relacionados à luz da geologia do depósito. Tal observação se faz relevante, pois um pré-adensamento provocado por ressecamento não se estende ao longo da profundidade como um pré-adensamento provocado pela remoção de camadas superficiais. Tais considerações tornam-se decisivas na avaliação crítica dos resultados obtidos (MARTINS, 1983).

Nos resultados edométricos, o fenômeno do pré-adensamento caracteriza-se como um efeito geométrico de mudança brusca de declividade nas curvas típicas de compressibilidade (MARTINS, 1983).

Existem diversas metodologias para a determinação da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), como a propostas de Casagrande (1936), Burmister (1951), Schmertmann (1955) e Pacheco Silva (1970). Entretanto, no Brasil as mais utilizadas são a de Casagrande (1936) e a de Pacheco Silva (1970), conforme Figura 5.

Figura 5 - Metodologias comumente utilizadas no Brasil para obtenção da σ'_{vm}



Fonte: Adaptado de Louvise (2015).

2.2.1.2 Qualidade do corpo de prova

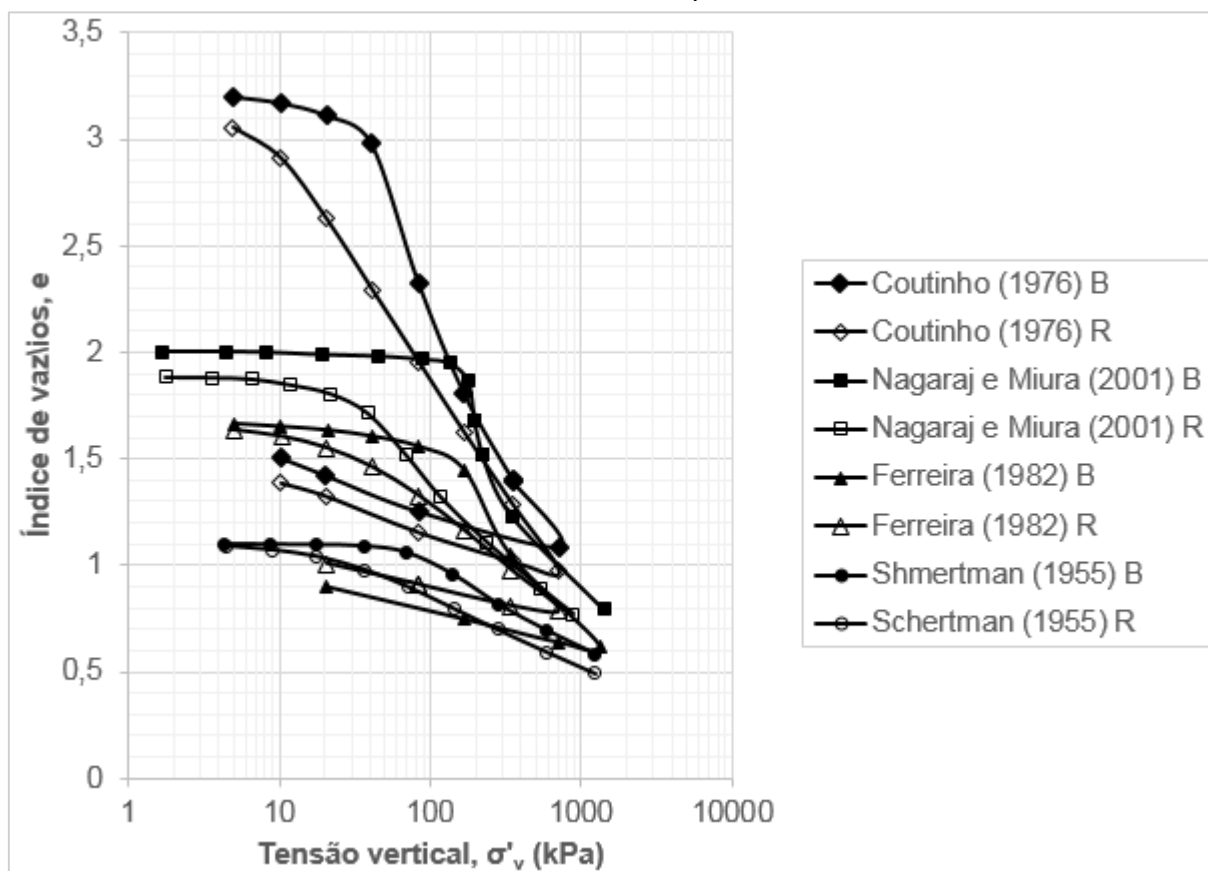
Um dos fatores de extrema relevância nos resultados de compressibilidade é a qualidade da amostragem, a qual envolve uma série de operações que podem provocar alterações na estrutura do corpo de prova, gerando amolgamento.

Martins (1983) menciona os principais efeitos do amolgamento nas curvas de compressibilidade:

- Independentemente da tensão vertical efetiva, o índice de vazios é menor para amostra de menor qualidade;
- O trecho de maior curvatura das curvas de compressibilidade torna-se menos nítido, dificultando a determinação da tensão de pré-adensamento;
- Amostras de menor qualidade tendem a apresentar valores de σ'_{vm} menores;
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão;
- Decréscimo da compressibilidade no trecho de compressão virgem;
- Alteração da conformação geométrica da curva de compressão virgem, tornando-a retilínea.

Estudos de compressibilidade em amostras com diferentes níveis de qualidades são discutidos por Schmertmann (1955), Coutinho (1976), Ferreira (1982), Oliveira (1991), Nagaraj e Miura (2001) e Oliveira (2002), conforme apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Estudos de compressibilidade em corpos de prova com qualidades distintas (B: Boa; R: Ruim)



Fonte: O autor.

Através da experiência geotécnica apresentada na Figura 6 e dos efeitos citados por Martins (1983), pode-se inferir, de maneira prática que corpos de prova de menor qualidade, em relação aos de melhor qualidade, tendem a apresentar menores valores de C_c e σ'_{vm} .

Para avaliar a qualidade dos corpos de prova do ensaio de adensamento, Lunne, Berre e Strandvik (1997) propuseram um critério que se baseia no valor da razão $\Delta e/e_0$, em Δe é a diferença entre o índice de vazios inicial e o índice de vazios correspondente à tensão vertical efetiva de campo. A proposta é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação da qualidade do corpo de prova do ensaio de adensamento

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1 – 2	< 0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	> 0,14
2 – 4	< 0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	> 0,10

Fonte: Lunne, Berre e Strandvik (1997).

Considerando que a proposta de Lunne, Berre e Strandvik (1997), Coutinho *et al.* (1998), Oliveira (2002) e Coutinho (2007) adaptaram, a partir de um número considerável de ensaios edométricos em amostras indeformadas de boa e má qualidade, as faixas para as argilas moles brasileiras (TABELA 3). Esse critério tem sido bastante aplicado na literatura nacional, caracterizando-se como referência para avaliação da qualidade dos corpos de prova das argilas moles brasileiras.

Tabela 3 – Classificação brasileira da qualidade do corpo de prova do ensaio de adensamento

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1 – 2,5	< 0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	> 0,14

Fonte: Coutinho (2007).

É importante registrar que Lunne *et al.* (2006) republicaram as faixas de classificação de Lunne, Berre e Strandvik (1997), comentando que o universo dos solos para essa proposição incluiu argilas com índice de plasticidade (IP) de 6 a 43%, umidade natural (W_n) de 20 a 67 %, OCR de 1 a 4 e em profundidades de 0 a 25 metros. Como será visto adiante, tais características geotécnicas não são usais para as argilas moles brasileiras, reforçando a aplicação do critério de classificação de qualidade de amostras de Coutinho (2007) para as argilas brasileiras.

2.2.2 Resistência ao cisalhamento

Um fator importante a se considerar na resistência das argilas moles é a influência da taxa de deformação. Algumas argilas moles apresentam uma queda de 15% na resistência ao cisalhamento devido à diminuição de 10 vezes na taxa de deformação (NAGARAJ e MIURA, 2001).

A resistência de um solo argiloso depende da sua mineralogia, do seu estado de tensões, do índice de vazios a qual ela se encontra, fruto do seu histórico de tensões e de sua estrutura (PINTO, 2006). Os resultados obtidos através dos ensaios de resistência ao cisalhamento variam de acordo com as condições de carregamento e drenagem.

As metodologias de determinação/medição da resistência dos solos argilosos mais usuais são os ensaios de palheta, o qual pode ser executado em campo ou

laboratório, e os ensaios triaxiais, realizados em laboratório. Maior enfoque sobre tais ensaios será dado a seguir.

2.2.2.1 Fatores que influenciam a resistência das argilas

a. Qualidade da amostra

Um dos principais fatores é a qualidade da amostra. Distorções provocadas pelo alívio de tensões no fundo do furo de sondagem, perturbações mecânicas provocadas pelo amostrador, extração da amostra do amostrador e moldagem dos corpos de prova em laboratório, são as causas mais recorrentes de amolgamento de uma amostra de argila, principalmente daquelas consideradas sensíveis. Sob a resistência, gera um efeito de redução.

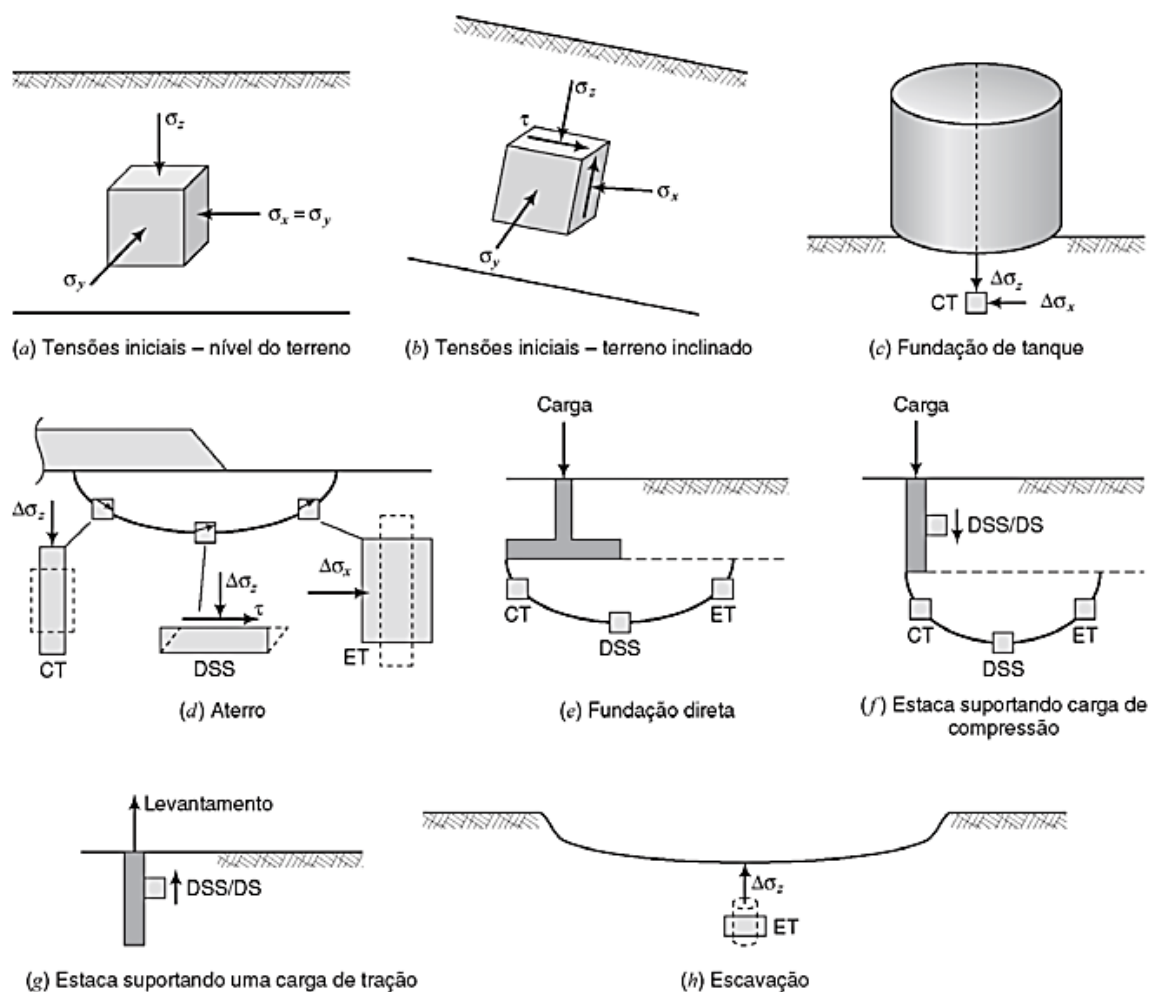
Ainda sobre a qualidade da amostra, o processo de estocagem também pode influenciar no comportamento de resistência do solo. Ações como vedar e proteger as extremidades das amostras, não expô-las ao sol e cuidados com o transporte podem minimizar os efeitos de amolgamento. Isso acontece na maioria dos casos de amostragem. Quando a amostra é retirada no seu local natural, há a eliminação da poropressão, tornando-a negativa.

Pinto (2006) recomenda um re-adensamento dos corpos de prova, em ensaios triaxiais do tipo CIU, a fim de submetê-los a tensões efetivas de campo. Recomendação esta contestada desde Coutinho (1986), que alega que tal processo pode superestimar a resistência não drenada do solo.

b. Anisotropia

A depender do tipo de obra e do tipo de carregamento, uma amostra de argila, do ponto de vista de resistência ao cisalhamento, pode ser avaliada por diferentes situações. Um exemplo clássico do efeito da anisotropia na avaliação da resistência não drenada de solos argilosos é apresentado na Figura 7. As situações apresentadas podem ser avaliadas pelos ensaios de compressão, de *direct simple shear* e de extensão, respectivamente. É importante destacar que cada situação fornece um valor de resistência não drenada característico. Entretanto, a engenharia prática recomenda a média desses valores para utilização em projetos (COUTINHO, 1986).

Figura 7 - Diferentes metodologias para considerar o efeito anisotrópico do solo

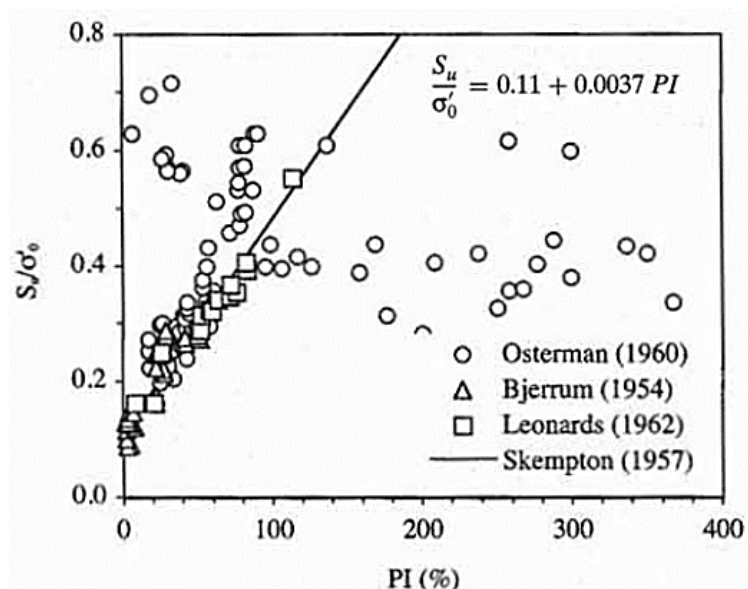


Fonte: Budhu (2015).

Esse efeito corrobora também com a discussão que não existe um único valor de resistência não drenada de uma argila, sendo este depende do modo de ruptura, da velocidade de deformação, da anisotropia, da temperatura, da história de tensões, da estrutura do solo, entre outros (BJERRUM, 1973; LADD *et al.*, 1977).

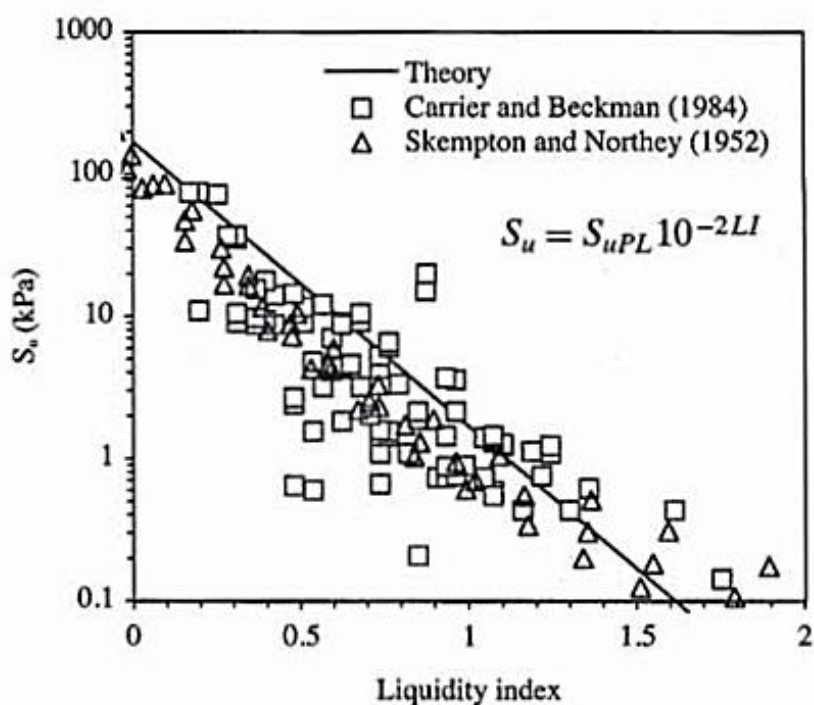
c. Limites de Atterberg

A experiência geotécnica confirma uma relação direta entre resistência não drenada normalizada (S_u/σ'_{v0}) e IP em argilas normalmente adensadas, como mostrado na Figura 8. Em termos prático, quanto maior o IP, maior será a quantidade de água para um solo atingir o seu estado líquido, ou Limite de Liquidez (LL).

Figura 8 – Influência do IP no S_u de argilas normalmente adensadas

Fonte: Brand e Brenner (1981).

Continuando com o mesmo raciocínio, e considerando que o Índice de Liquidez (I_L) = $(W_n - W_P)/IP$, quanto maior o IP, menor será o I_L . Tal observação óbvia confirma a relação indireta entre S_u e I_L , como mostrado na Figura 9. Esse estudo discute que as argilas teriam consistência classificada como mole ($S_u < 25$ kPa) para valores de I_L superiores a 0,3.

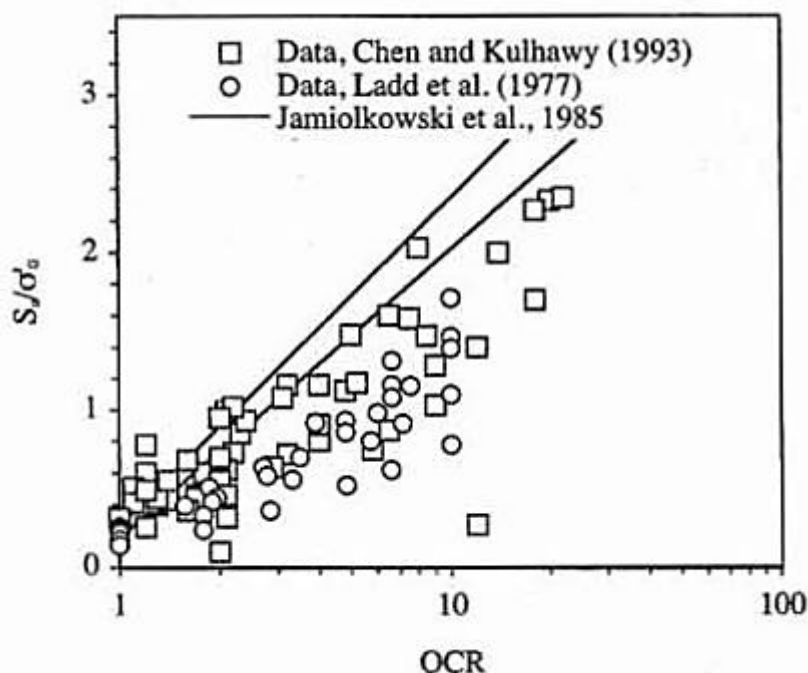
Figura 9 - Influência do I_L no S_u de argilas normalmente adensadas

Fonte: Brand e Brenner (1981).

d. Histórico de tensões

A resistência normalizada possui uma relação com o OCR, por possuírem o mesmo denominador, como mostrado na Figura 10. Do ponto de vista prático, essa relação traduz a função direta da resistência não drenada com a tensão de pré-adensamento das argilas moles. Ou seja, de maneira geral, os perfis de S_u tendem a uma semelhança com os perfis de σ'_{vm} .

Figura 10 – Influência do σ'_{vm} no S_u de argilas

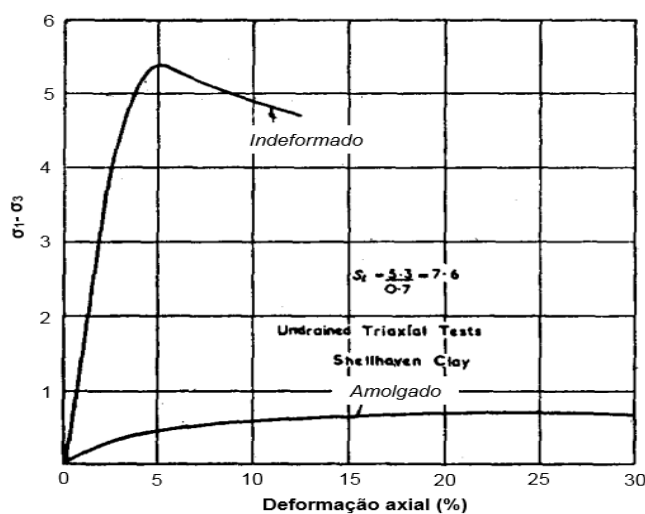


Fonte: Brand e Brenner (1981).

e. Sensibilidade

Alguns tipos de argilas moles apresentam valores de resistência não drenada menores quando submetidas a algum tipo de amolgamento, em relação a sua condição não amolgada, conforme ilustrado na Figura 11.

A essa característica avaliativa dá-se o nome de sensibilidade. Discutida como um dos fatores cruciais na análise do comportamento de resistência ao cisalhamento de uma argila mole, sendo calculada como a razão entre a resistência não drenada na condição não amolgada pela resistência não drenada na condição amolgada (EQUAÇÃO 2).

Figura 11 - Efeito da sensibilidade na resistência das argilas

Fonte: Skempton e Northey (1952).

$$St = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (2)$$

Onde:

S_u : resistência não drenada na condição não amolgada;

S_{ur} : resistência não drenada na condição amolgada.

É importante considerar que qualquer amostra de solo sofre amolgamento durante todos os processos de amostragem, estocagem e avaliações, sendo válido utilização de práticas que possibilitem a minimização desses efeitos. Daí sugere-se a denominação não amolgada, em vez de indeformada.

A faixa de sensibilidade de muitas argilas moles varia de 1 a 8, porém algumas argilas especiais, como depósitos argilosos marinhos, podem apresentar sensibilidade superior a 9. Skempton e Northey (1952), a partir de um grande número de ensaios, classificaram as argilas moles de acordo com o valor do S_t , como apresentado na Tabela 4. Esse critério tem sido bastante utilizado para as argilas moles brasileiras.

Tabela 4 - Classificação da sensibilidade das argilas

S_t	Classificação
< 1	Insensível
1 - 2	Baixa
2 - 4	Média
4 - 8	Levemente alta
8 - 16	Alta
> 16	Muito alta (<i>quick-clays</i>)

Fonte: Skempton e Northey (1952).

Quigley (1979) reuniu e discutiu os principais fatores que podem justificar o efeito da sensibilidade nas argilas moles, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores que afetam a sensibilidade das argilas

Fatores que produzem alta sensibilidade e alta resistência na condição indeformada	1) Deposição floculada Salina (baixo potencial zeta); Alta concentração de sedimentos; Adsorção catiônica divalente. 2) Baixa velocidade de sedimentação. 3) Ligações cimentantes Carbonatos amorfos.
Fatores que produzem alta sensibilidade e baixa resistência na condição amolgada	1) Alto teor de umidade Baixa consolidação ($W_n > LL$). 2) Baixa superfície específica dos grãos Alto teor de silte ou argila ($< 0,002\text{mm}$); Alta concentração de minerais primários (quartzo, feldspato, mica, etc.); Baixo teor de minerais argílicos (ilita, esmectita). 3) Alto potencial zeta Expansão da dupla camada; Alta repulsão inter-partícula; Baixa salinidade (lixiviação dos sais). 4) Alto teor de matéria orgânica (TMO).

Fonte: Quigley (1979).

Devido à baixa velocidade de sedimentação, a estrutura desses solos tende a adquirir uma forma floculada e aberta, a qual permite a formação de ligações capazes de resistir à compressão. Porém, essas ligações são muito vulneráveis a ações que modifiquem bruscamente o estado de tensões.

Argilas extremamente sensíveis possuem, em geral, alto teor de partículas finas não argílicas, as quais possuem pequena capacidade de interação físico-química, caracterizando “laços interparticulares fracos” (BRAND e BRENNER, 1981).

A dispersão das partículas, causada por forças de repulsão caracterizam uma condição metaestável do solo. Uma maneira de quantificar essa dispersão é através da análise do potencial zeta. Seu alto valor indica alta dispersão entre as partículas e, consequentemente, alta sensibilidade.

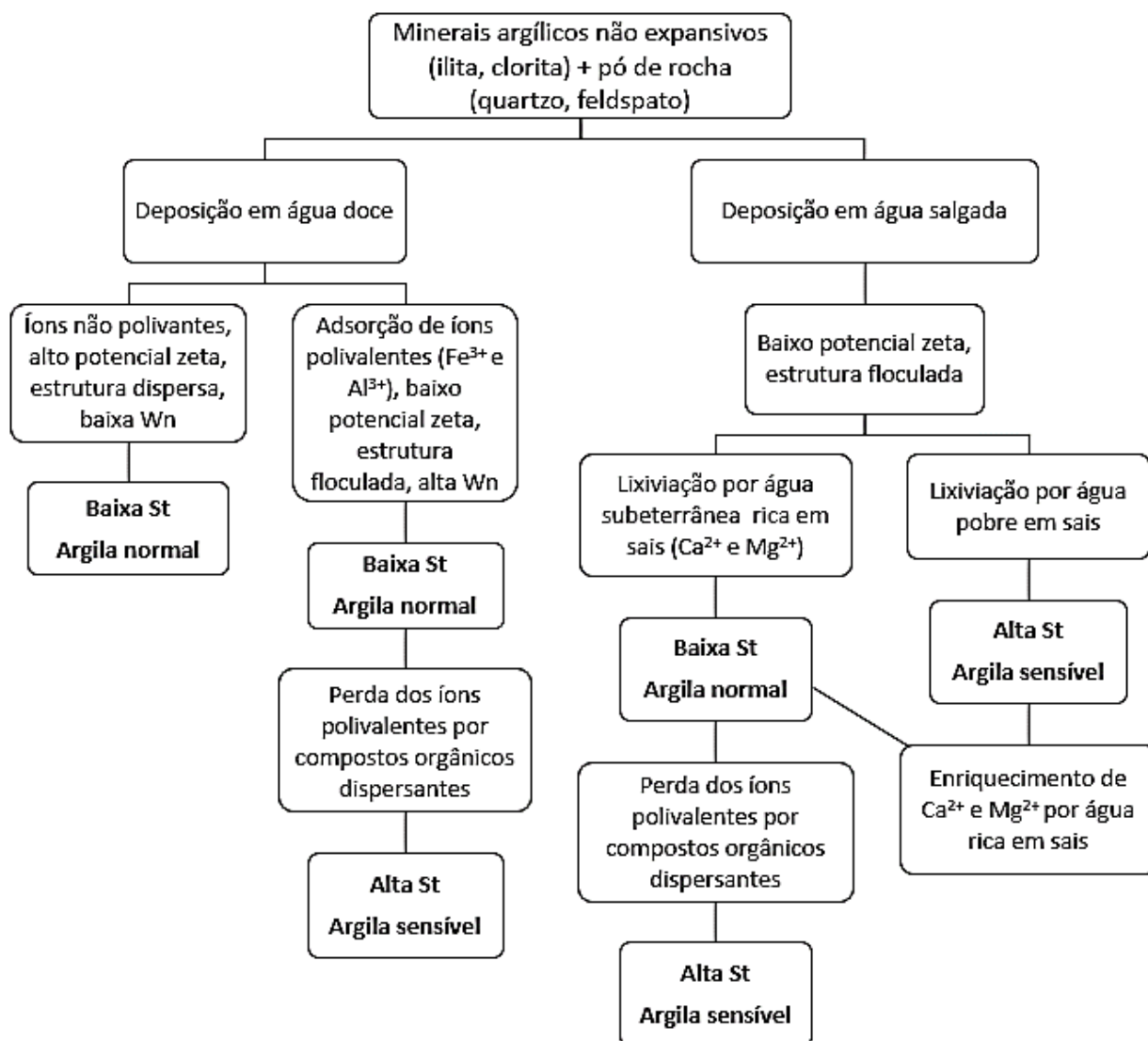
Argilas sensíveis possuem o sódio (monovalente) como íon dominante na água dos poros, enquanto que argilas não sensíveis possuem íons de cálcio e magnésio, ambos divalentes (SODERBLOM, 1974).

Uma das maneiras em que a matéria orgânica pode influenciar na sensibilidade é quando os compostos orgânicos se ligam a íons divalentes, como Ca^{2+} e Mg^{2+} , e

alteram a composição iônica da água dos poros, podendo tornar uma argila normal em sensível (BRAND e BRENNER, 1981). Tal fenômeno pode justificar a ocorrência de argilas moles sensíveis em ambientes não salinos (ambientes deposicionais de água doce), sendo relevante o estudo da natureza química desses compostos orgânicos dispersantes.

Brand e Brenner (1981) ainda afirmam que uma argila sensível não pode se formar apenas pela lixiviação se a água dos poros contém íons de Na^+ , Ca^{2+} e Mg^{2+} , tendo em vista que a lixiviação, em muitos casos, a lixiviação pode causar o enriquecimento de íons divalentes (cálcio e magnésio) e a argila permanecerá não sensível. A Figura 12 reúne os principais mecanismos para formação de uma argila sensível.

Figura 12 - Princípios para formação das argilas sensíveis



Fonte: Adaptado de Brand e Brenner (1981).

f. Tixotropia

Algumas argilas após serem submetidas a amolgamento, mantidas em repouso, podem ganhar resistência ao longo do tempo. A esse fenômeno dá-se o nome de tixotropia. Relacionada com a sensibilidade das argilas, caracteriza-se pela capacidade da argila recompor suas ligações inter-particulares que haviam sido perdidas devido ao amolgamento (FIGURA 13a), calculada pela Equação 3.

$$IRT = \frac{S_{u2}}{S_{u1}} \quad (3)$$

Onde:

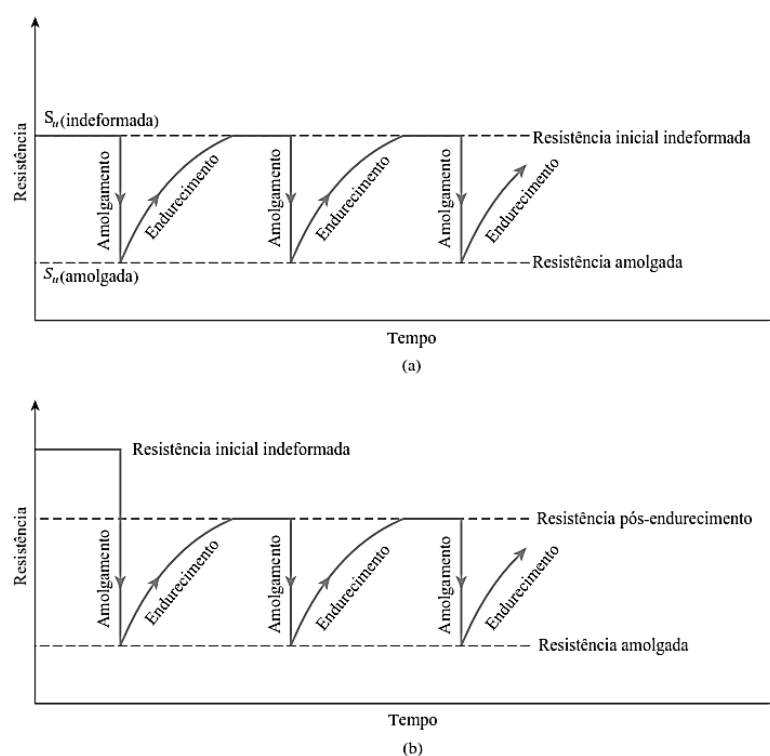
IRT: índice de resistência tixotrópica;

S_{u1} : resistência após o amolgamento n ($t=0$);

S_{u2} : resistência após o endurecimento n (t).

Através da compreensão da sensibilidade e do efeito do fenômeno da tixotropia, há de se reconhecer que qualquer argila apresenta tixotropia, mesmo que parcialmente (DAS e SOBHAN, 2014). O saldo resultante de resistência do solo, após processos cíclicos de amolgamento e endurecimento, ditará o potencial tixotrópico do mesmo, ou seja, quanto menor o saldo, maior o efeito da tixotropia, conforme Figura 13b.

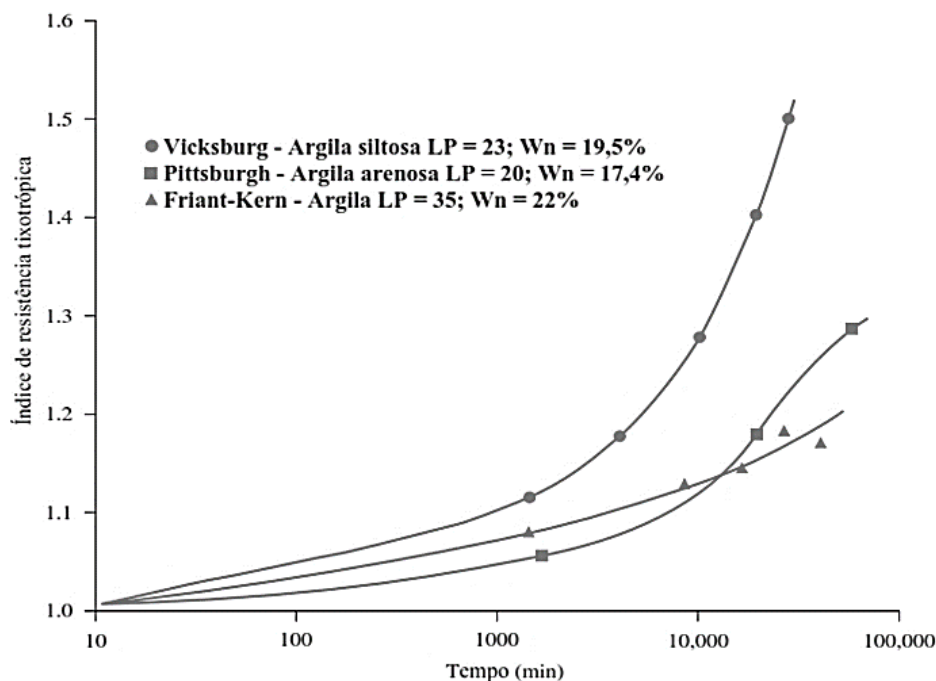
Figura 13 - Comportamento de (a) argila tixotrópica; (b) de argila parcialmente tixotrópica



Fonte: Das e Sobhan (2014).

A Figura 14 apresenta os estudos de Seed e Chan (1959) em três solos argilosos dos Estados Unidos. Os solos apresentaram valores de LP e Wn próximos. Os resultados discutem que, apesar de semelhantes, os solos apresentaram comportamentos tixotrópicos diferenciados.

Figura 14 - Estudo do comportamento tixotrópico de argilas



Fonte: Seed e Chan (1959).

2.2.2.2 Avaliação da resistência ao cisalhamento das argilas moles

As principais metodologias para avaliação da resistência ao cisalhamento das argilas moles baseiam-se em investigações de campo e laboratório. Dentre as investigações de campo, destacam-se os ensaios de palheta (Vane test), ensaios de Piezocone (CPTu), ensaios dilatométricos (DMT) e ensaios pressiométricos (PMT). As principais metodologias de laboratório são os ensaios não drenados de palheta (Vane de laboratório) e os ensaios de compressão não drenada. Maior detalhe sobre cada metodologia será apresentado a seguir.

Cada metodologia de avaliação irá submeter ao solo um determinado estado de tensões, durante o seu carregamento. Logo, os resultados de resistência não

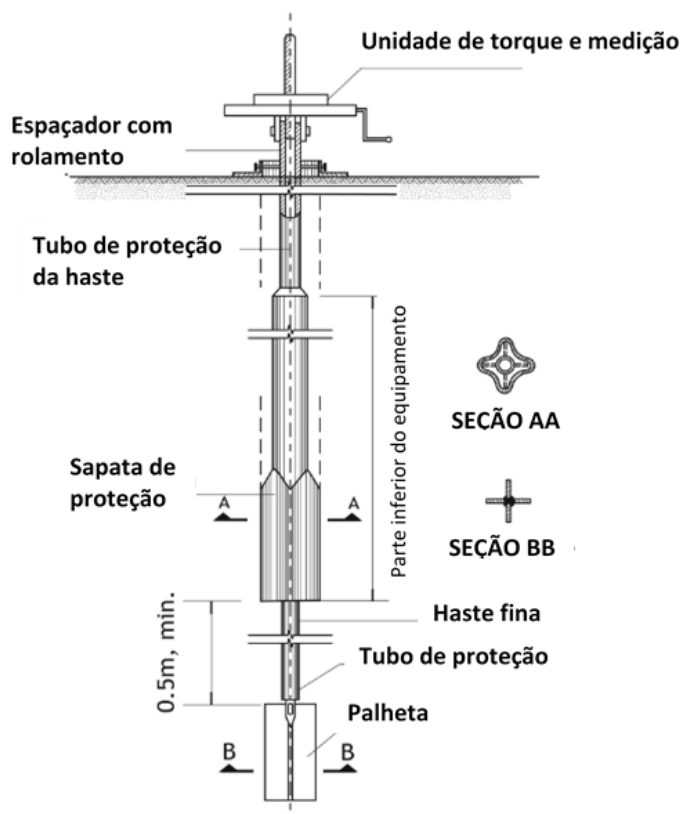
serão, necessariamente, semelhantes, pois dependerá das condições impostas ao solo durante o ensaio.

a. Investigações de campo

i. Ensaio de palheta (Vane test)

Normatizado pela NBR 10905, é um ensaio clássico para determinação da resistência não drenada de depósitos de argilas moles, sendo referência para outras metodologias que, para a interpretação dos resultados, demandam de correlações semiempíricas (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). O ensaio consiste na medição do torque aplicado para rotação de uma haste cruciforme, inserida no solo (FIGURA 15). Tal rotação deve corresponder a ruptura do solo em condições não drenadas.

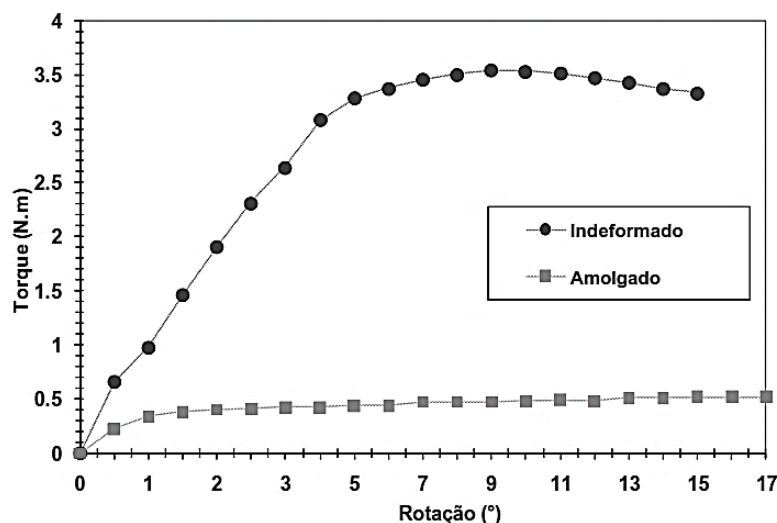
Figura 15 - Esquema do equipamento de palheta de campo



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Na execução do ensaio, a palheta é introduzida no solo até a profundidade que se deseja avaliar. Com uma velocidade de rotação de $6^\circ/\text{min}$, registra-se o torque para cada grau ($^\circ$) de rotação da haste (FIGURA 16).

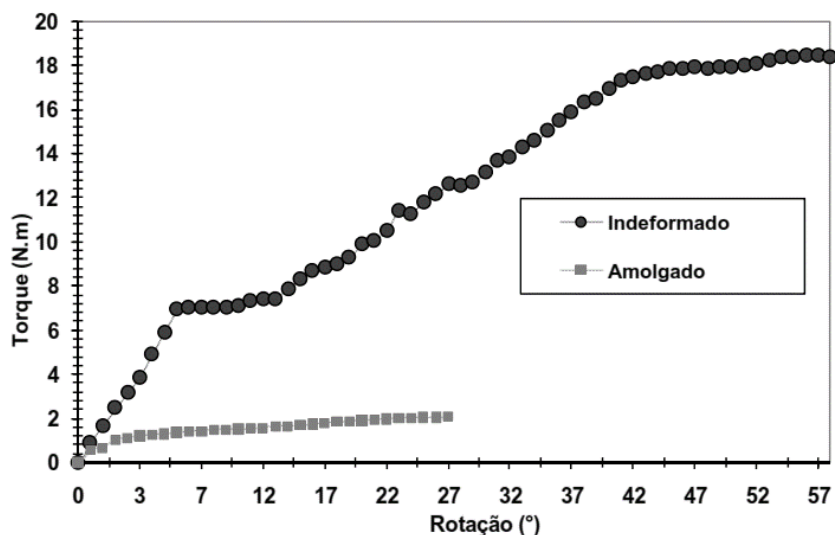
Figura 16 - Curva torque versus rotação angular de um ensaio de palheta de campo



Fonte: Baroni (2010).

Em depósitos de solos moles, Schnaid e Odebrecht (2012) ressaltam que a presença de lentes de areia no perfil pode promover um ganho de resistência devido à drenagem durante o cisalhamento do ensaio. Além disso, eles discutem que a ocorrência de conchas raízes e partículas granulares podem gerar curvas (torque vs rotação) angulosas, conforme exemplo apresentado na Figura 17.

Figura 17 - Curva torque versus rotação angular de uma argila com ocorrência de conchas



Fonte: Baroni (2010).

No ensaio deve-se considerar o efeito do atrito das hastes na leitura do torque medido. Em adição, o ângulo de rotação medido em superfície pode incorporar a rotação plástica da haste da palheta, principalmente em grandes profundidades (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

A resistência não drenada na condição indeformada (S_u) será resultante da utilização do torque máximo aplicado na Equação 4. A resistência não drenada na condição amolgada (S_{ur}) será obtida utilizando o torque após dez revoluções completas da palheta. Um exemplo de perfil de S_u é apresentado na Figura 18. Através da relação entre esses dois valores de resistência (para as diferentes condições), calcula-se a sensibilidade da argila.

$$S_u = \frac{0,86T}{\pi D^3} \quad (4)$$

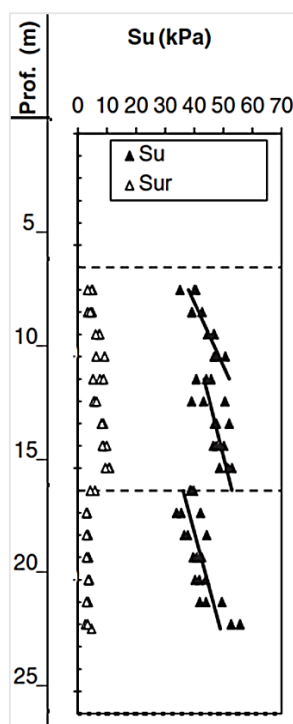
Onde:

S_u : resistência não drenada (kPa);

T: torque máximo (kN.m);

D: diâmetro da palheta (m).

Figura 18 - Resultado típico de um perfil de S_u obtido pelo ensaio de Vane de campo

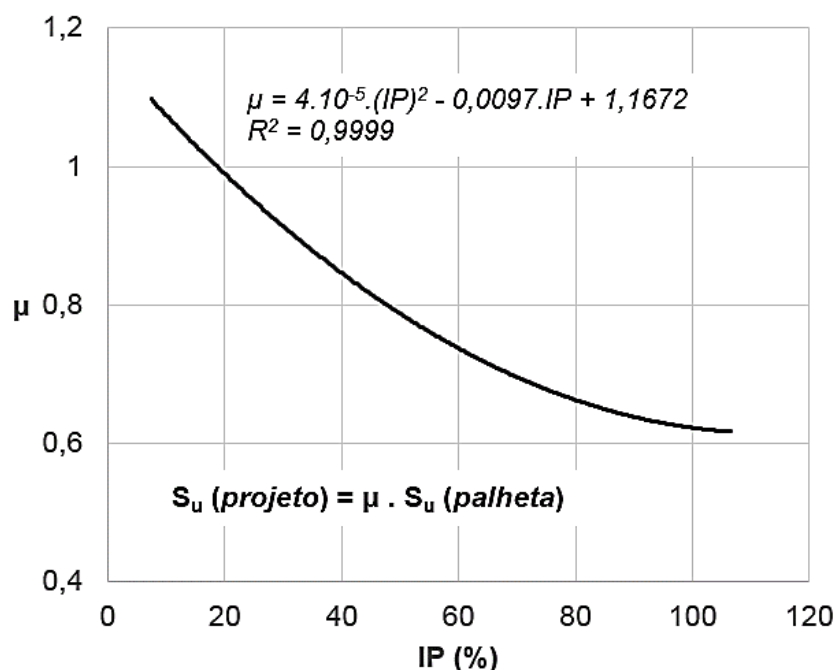


Fonte: Coutinho (2007).

Bjerrum (1973) analisou 14 casos de rupturas de aterros sobre solos moles, nos quais o ensaio de palheta de campo foi utilizado para obtenção do S_u , e verificou que coeficientes de segurança (FS) maiores que 1 ocorriam mesmo nos aterros rompidos, sendo tanto maiores quanto maior o valor do Índice de Plasticidade (IP) do solo. Este autor sugeriu, através de uma abordagem empírica, a aplicação de um fator de correção ($\mu=1/FS$), conforme Figura 19, aos valores de S_u obtidos pelo ensaio de

palheta, justificando-o ao efeito da anisotropia da argila quanto à resistência e, de maior relevância, a diferença entre a velocidade de carregamento da obra no campo e a velocidade do ensaio.

Figura 19 - Fator de correção para o ensaio de palheta de campo



Fonte: Adaptado de Bjerrum (1973).

Apesar de favorecer a segurança do projeto, a correção de Bjerrum (1973) para as argilas moles brasileiras merece cuidados. Bjerrum (1973), para elaboração dessa proposta utilizou resultados de Limites de Atterberg de amostras que não foram submetidas à secagem prévia, visto que este procedimento acarreta na redução nos valores de IP, gerando resultados de plasticidade incoerentes. Sandroni (1993) cita que valores de IP de uma argila mole de Gramacho sem secagem prévia é da ordem de 115%, ao passo que com secagem prévia este valor é de 43%.

Infelizmente, as normas brasileiras para a execução dos ensaios de Limites de Atterberg, as NBRs 6459:2016 e 7180:2016, mesmo revisadas e republicadas ambas em 2016, não tratam do cuidado de não secagem prévia das amostras de argilas moles para execução desses ensaios.

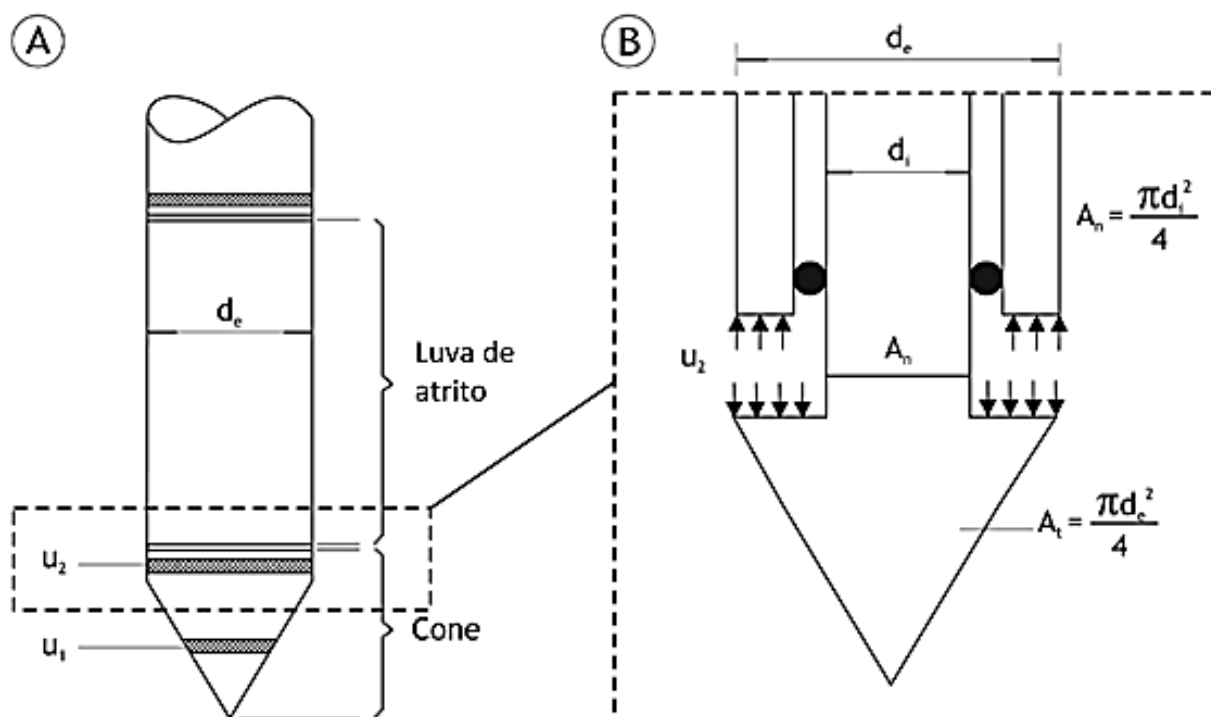
Outra questão, ainda sobre a correção de Bjerrum (1973), levantada por Sandroni (1993) e Coutinho (2007) é que depósitos de solos orgânicos e turfas merecem cautela na correção, visto que o IP possui pouca influência no comportamento e Bjerrum (1973) não inclui esses solos no seu universo de casos.

ii. *Ensaio de Piezocone (CPTu)*

Normatizado pela ABNT NBR 12069/1991, o ensaio de piezocone consiste na cravação contínua, a uma velocidade constante de 2 cm/s, de um elemento cilíndrico de ponta cônica no solo a ser avaliado. O ensaio padrão permite leitura contínuas de resistência de ponta (q_c), resistência por atrito lateral (f_s) e poropressão (u_2), conforme ilustração da Figura 20.

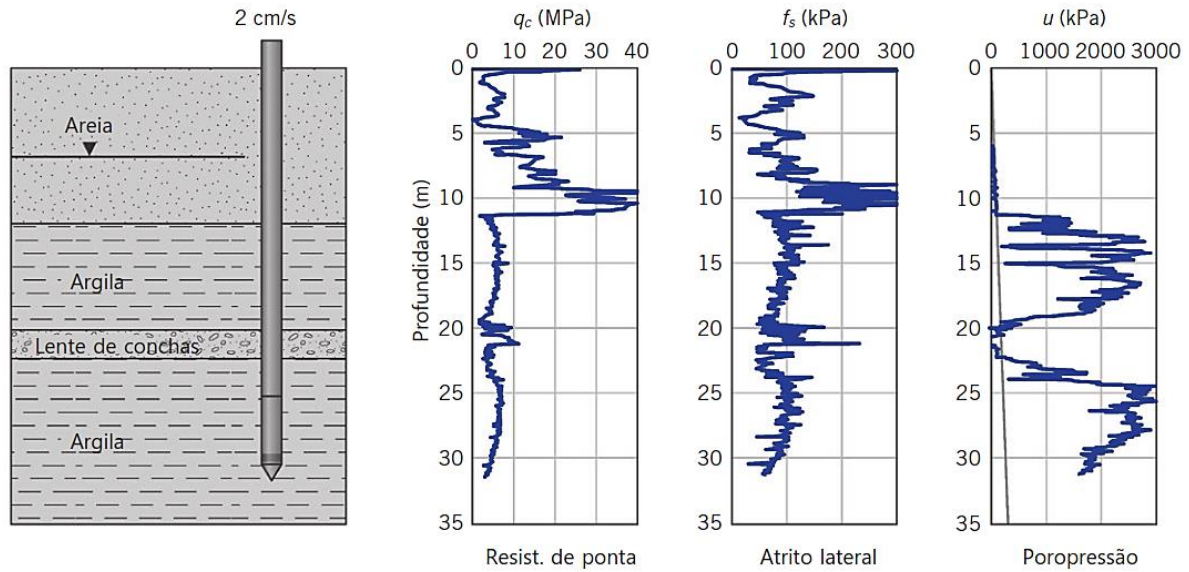
Existem diversos diâmetros de piezocone, entretanto o diâmetro de 2 cm² é o mais usual na prática geotécnica para ensaios realizados em argilas moles (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Baroni (2010) ressalta vantagem na utilização de sondas de menores diâmetros, pois demandam menos tempo na execução de ensaios de dissipação. Um exemplo típico de resultado do CPTu é apresentado na Figura 21.

Figura 20 - Detalhe da piezocone: (a) medida da poropressão em na base e na ponta do cone; (b) detalhe da poropressão atuando na ponta



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Figura 21 - Resultados típicos medidos pelo ensaio de Piezocone



Fonte: Budhu (2015).

Segundo Lunne, Robertson e Powell (1997), a resistência de ponta, obtida por esse ensaio, sofre efeitos da poropressão, a qual atua sobre áreas desiguais da geometria do cone, necessitando de uma correção, conforme Equação 5.

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (5)$$

Onde:

q_t : resistência de ponta corrigida;

q_c : resistência de ponta medida no ensaio;

a : A_N/A_T .

Quanto à resistência não drenada (S_u), o ensaio de piezocone é útil para sua estimativa, conforme Equação 6.

$$S_{u(piez)} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (6)$$

Onde:

$S_{u(piez)}$: resistência não drenada estimada pelo ensaio de piezocone;

q_t : resistência de ponta corrigida;

σ_{v0} : tensão total vertical *in situ*;

N_{kt} : fator do cone.

O fator do cone (N_{kt}) consiste numa relação entre a medida de resistência do piezocone e a resistência não drenada obtida por ensaio específico de resistência ao cisalhamento, no qual o valor seja obtido de forma direta, seja por ensaios de palheta

de campo ou triaxiais de compressão. Deve ser obtido para cada depósito ou vertical e a prática geotécnica brasileira recomenda sua obtenção através de ensaios de palheta (EQUAÇÃO 7), com valores resultantes variando de 10 a 20, sendo a média brasileira na ordem de 12 (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_{u(medido)}} \quad (7)$$

Onde:

$S_{u(medido)}$: resistência não drenada obtida por ensaio de referência;

q_t : resistência de ponta corrigida;

σ_{v0} : tensão total vertical *in situ*;

N_{kt} : fator do cone.

3 ARGILAS QUATERNÁRIAS DE PERNAMBUCO

Qualquer solo carrega consigo marcas ou características que podem refletir certos eventos genéticos/geológicos. As argilas Quaternárias de Pernambuco foram submetidas a processos geológicos que refletem seu atual comportamento.

Nesse capítulo foi apresentado um apanhado básico de alguns estudos geológicos da região costeira pernambucana, bem como apresentou-se diversos estudos de investigações geotécnicas em argilas moles do estado.

3.1 CONTEXTO GEOLÓGICO

Suguio *et al.* (1985) realizaram um estudo sobre a eustasia (variação do nível do mar) na costa brasileira. Os autores discutiram que as flutuações do nível do mar associadas a fatores climáticos durante o Quaternário desempenharam importante papel na formação sedimentar do litoral brasileiro, definindo quadros evolutivos das formações sedimentares (FIGURA 22). O estudo mostrou que, em geral, o litoral esteve em submersão até cerca de 5.150 anos atrás, seguido de emersão.

Dominguez *et al.* (1990) discutiram que o modelo evolutivo de sedimentação quaternária definido para as regiões costeiras de São Paulo e Rio de Janeiro (SUGUIO e MARTIN, 1978), Bahia (MARTIN *et al.*, 1980), Sergipe (BITTENCOURT *et al.*, 1983) e Alagoas (BARBOSA *et al.*, 1986) pode ser facilmente aplicado à costa do estado de Pernambuco.

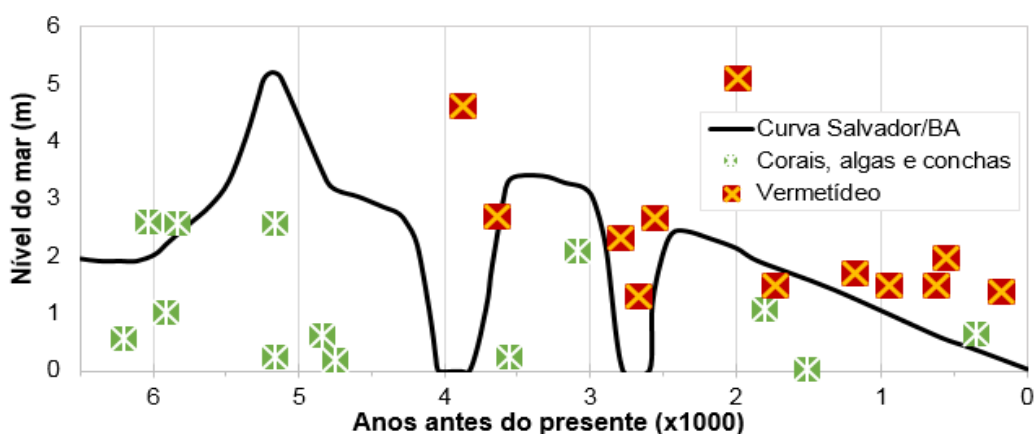
A planície sedimentar costeira de Pernambuco é fruto dos ataques e movimentos do mar contra diferentes tipos de rocha e formações antigas (DOMINGUEZ *et al.*, 1990). O mapa apresentado na Figura 23 fornece noção dessa sedimentação.

Dominguez *et al.* (1990) realizaram um estudo de datação radiométrica utilizando amostras coletadas em corais e conchas de moluscos, coletados de bancos de arenitos e depósitos lagunares, juntamente com 12 incrustações de vermetídeos e três águas calcárias, todos coletados na faixa costeira pernambucana. Os autores discutem que as datações a partir de incrustações de vermetídeos apresentam melhor precisão ($\pm 0,5m$) e acurácia na estimativa do nível marinho, sendo esta discutida.

Comparando com a curva de Salvador apresentada por Suguio *et al.* (1980), Dominguez *et al.* (1990) mostraram que, em geral as datações de Pernambuco,

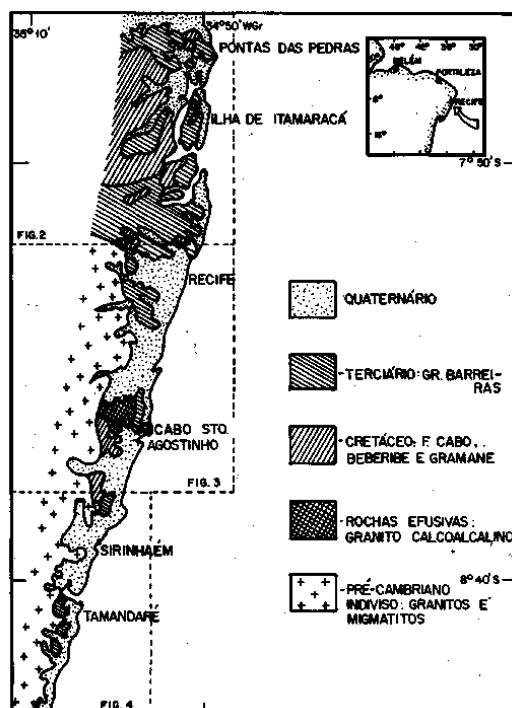
também sugerem uma tendência de abaixamento do nível marinho, bem como nível mais baixo em torno de 2.700 anos A.P. (Antes do Presente). Em relação ao pico do nível marinho da curva de Salvador, por volta dos 5.200 anos A.P., as datações em corais, algas e conchas não evidenciaram. Mesmo assim, é válido ressaltar que as algumas amostras evidenciaram o pico relacionado à última transgressão marinha (DOMINGUEZ *et al.*, 1990), conforme Figura 22.

Figura 22 - Curva eustática da faixa costeira de Pernambuco



Fonte: Adaptado de Dominguez *et al.* (1990).

Figura 23 - Mapa geológico da costa pernambucana

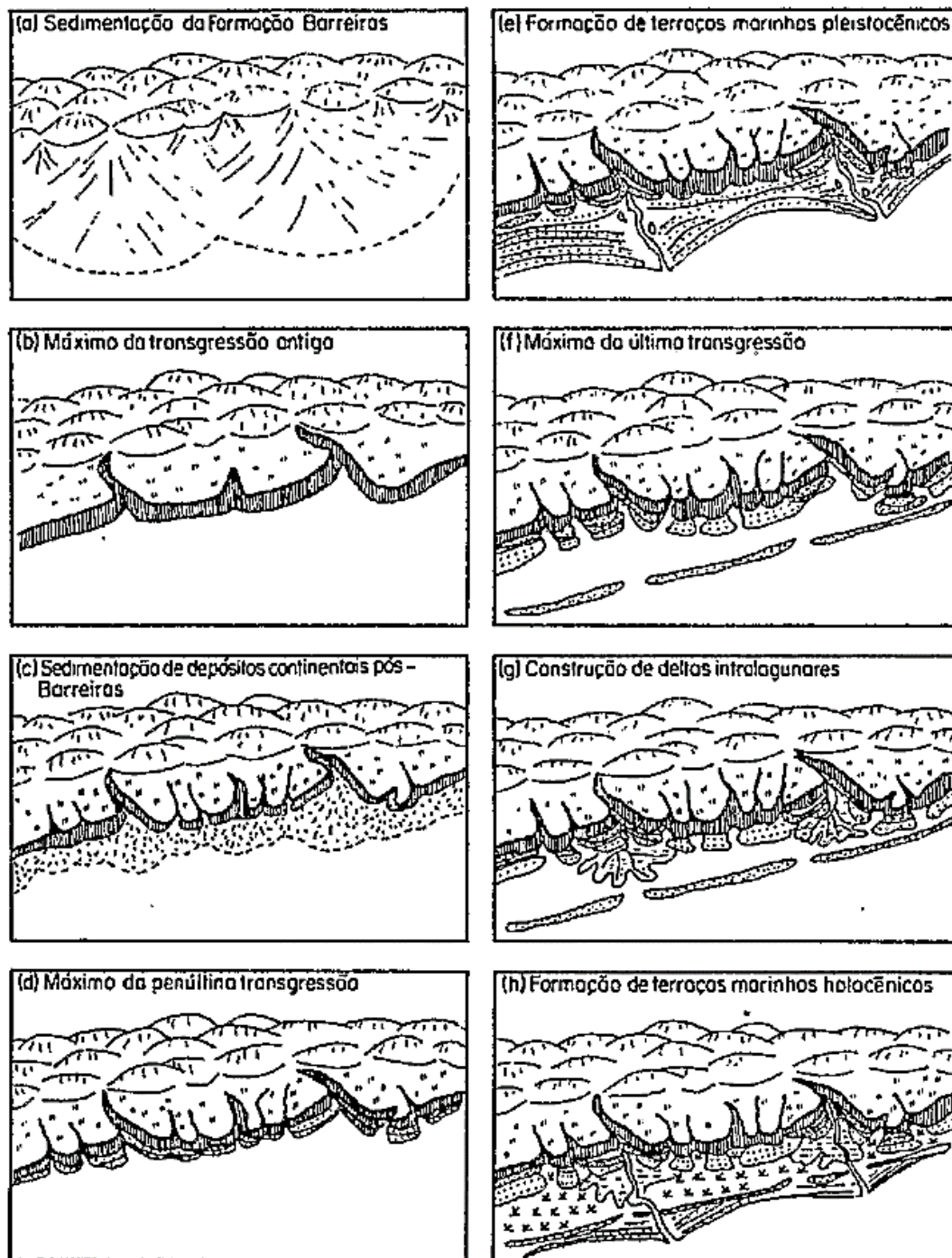


Fonte: Dominguez *et al.* (1990).

Em resumo, Dominguez *et al.* (1990) discutem dois grandes eventos transgressivos quaternários, sendo o primeiro no Pleistoceno, com o máximo atingido

há 120.000 anos A.P. (Antes do Presente), representado pelos terraços marinhos com alturas de 7 a 11 m do premar atual e, o segundo no Holoceno, com máximo há 5.200 anos A.P. na forma de terraços marinhos holocênicos (~5m), depósitos lagunares, recifes de corais, algas coralinas e bancos de arenito (FIGURA 24).

Figura 24 - Estágios evolutivos da sedimentação costeira brasileira (Recife-Macaé)



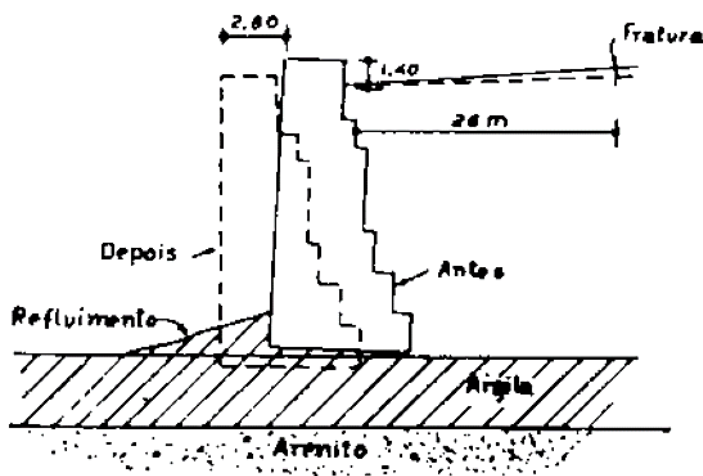
Fonte: Suguio *et al.* (1985).

A partir dos estudos supracitados, é importante considerar que os sedimentos quaternários de Pernambuco experimentaram descida gradativa do mar, iniciada há aproximadamente 5.000 anos A.P., de cerca de 5 metros.

3.2 ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Um dos primeiros relatos de problemas geotécnicos envolvendo as argilas moles da cidade do Recife foi a conferência proferida pelo Eng. José Guerreiro Júnior no II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos (CBMS), em 1957. No acidente, que envolveu o Cais do Porto do Recife, ocorreu uma ruptura da contenção do talude do porto, atribuído à insuficiência de coesão de uma camada de argila mole de 2,3m sobre uma camada de arenito calcário, a qual gerada um plano tangencial de ruptura, conforme Figura 25.

Figura 25 - Esquema da ruptura do Cais do Porto do Recife



Fonte: Guerreiro Jr (1958).

Em 1960, o Eng. Angelo José Costa, então chefe da seção de fundações do Instituto de Tecnologia de Pernambuco (ITEP), publica importante boletim técnico intitulado “O Subsolo do Recife”. Trabalho esse muito completo, à luz da época, o qual abordou temas como a formação da planície, investigações geotécnicas, perfis de solo e características geotécnicas do solo da cidade.

A planície da cidade foi formada por três principais agentes, o vento, rio e mar, que mais tarde agregou-se a ação do homem no processo. Costa (1960) discute que

a ocorrência de eventos marítimos na planície, como as transgressões e regressões. Estudos comprovam ocorrência de pelo menos dois recuos do mar, o primeiro ocorrido no período do Plioceno (~3 milhões de anos) e o segundo durante o Pleistoceno (~500 mil anos), acreditando-se que a planície já esteve à, aproximadamente, 2 m de submersão.

Assim, pode-se discutir que para a atual formação da planície do Recife, a formação Barreiras sofreu fortemente com os processos de erosão marítima e fluvial, provocando sedimentação ao longo da planície. Além da sedimentação devido à erosão, cabe citar, de maneira geral, a deposição de materiais orgânicos fluviais e a deposição de materiais granulares de origem marinha.

Três principais tipos de camadas podem ser discutidos sobre a planície do Recife, as areias, argilas orgânicas e argilas siltosas. As areias da planície são, em sua maioria, de origem marinha, embora alguma porcentagem seja de origem fluvial. Essa origem está relacionada aos processos de transgressões e regressões marinha.

As argilas orgânicas distribuem-se por toda planície, muitas vezes encontradas espessas camadas, facilmente sua origem sendo definida com fluvial. A quantidade dessa camada tende a diminuir à medida que se aproxima do mar, podendo-se inferir que o mar e o vento tendem a diminuir a ação geodinâmica dos rios. Além disso, discute-se que ao se aproximar do mar, as partículas coloidais fluviais, devido à salinidade, tendem a flocular-se de sedimentar-se sob maior velocidade (COSTA, 1960).

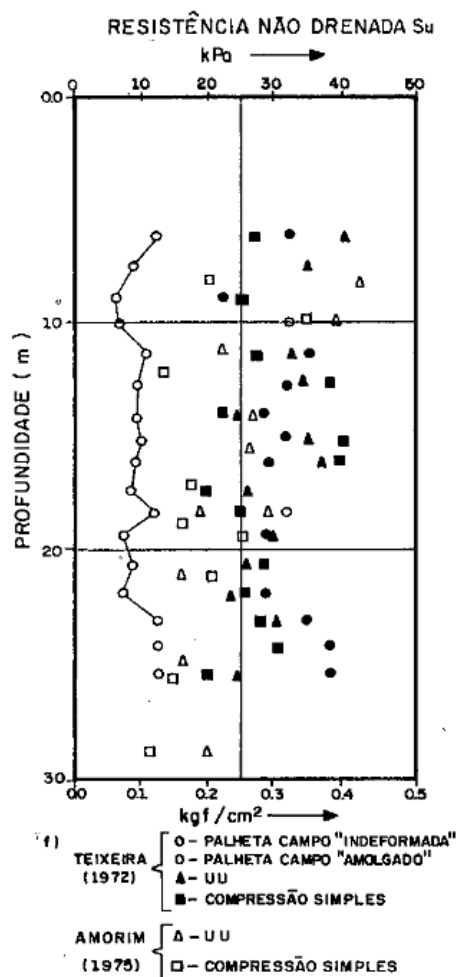
Sobre as argilas siltosas (de cores variadas), comenta-se que não existem evidências que contradizem a hipótese de sua origem marinha, pois a sua distribuição não obedece às orientações da malha fluvial, restando sua origem da sedimentação da formação Barreiras.

A ação antrópica na formação dos perfis remonta da época dos holandeses, com o aterramento de áreas alagadas, hoje com a disparada imobiliária e a ambição pela conquista de áreas antes não cobiçadas.

Dessa forma, pode-se concluir que a planície tem origem flúvio-marinha, constituída principalmente por três materiais (até $\pm 30\text{m}$): areia de origem marinha e fluvial, argila orgânica de origem fluvial e argila siltosa de cores variadas de origem marinha (COSTA, 1960).

Sob o ponto de vista geotécnico, Teixeira (1972) realizou um estudo sobre o comportamento de argilas orgânicas de quatro locais da cidade do Recife, enfocando-se na análise da matéria orgânica (obtida por diferentes métodos) e da resistência não drenada (ensaio de compressão simples e triaxiais; Vane test). Amorim Jr. (1975) realizou estudo semelhante, porém apenas um local (Clube Internacional do Recife) sob condições de investigação diferenciada, como o maior diâmetro do amostrador Shelby, ensaios de compressibilidade e menores velocidades de deformações nos ensaios de compressão triaxiais. A Figura 26 apresenta um perfil de S_u obtidos pelos autores citados.

Figura 26 - Resistência não drenada de uma argila orgânica do Recife



Fonte: Teixeira (1972) e Amorim Jr (1975) *apud* Ferreira (1982).

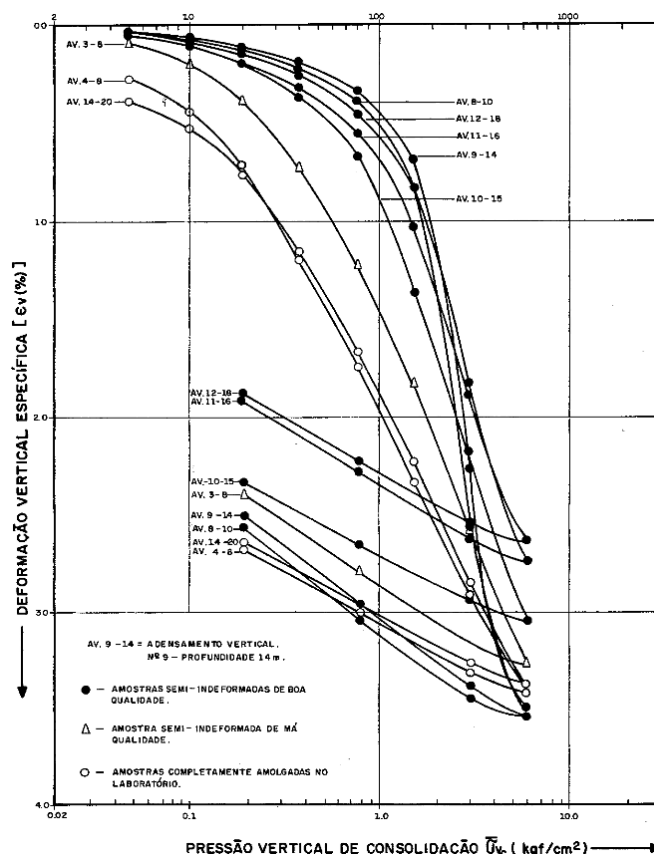
Ferreira (1982) realizou um minucioso estudo na área de argila orgânica do Clube Internacional do Recife, mesma área já estudada por Teixeira (1972) e Amorim Jr. (1975), com técnicas diferenciadas, que geraram resultados mais confiáveis do comportamento geotécnico desse solo. A principal dela foi a não secagem prévia das

amostras para os ensaios de limites de Atterberg, considerando a recomendação recente, à época, de Bjerrum (1973) sobre a influência da secagem nos resultados para determinação dos limites de consistência de uma argila orgânica. Seus resultados apresentaram que os limites de liquidez eram sempre superiores à umidade natural.

Ferreira (1982) realizou uma análise química das amostras de solo mole, concluindo que o pH foi próximo de 7, há uma predominância de cátions adsorvidos de Mg^{+2} e Na^{+} em todas as profundidades, confirmando a influência flúvio-marinha na formação desse depósito de argila orgânica.

Nos ensaios de adensamento, Ferreira (1982) apresentou para amostras de boa qualidade, assim como Coutinho (1976), o comportamento curvilíneo da reta de compressão virgem, conforme Figura 27.

Figura 27 - Curvas de adensamento em amostra de diferentes qualidades



Fonte: Coutinho (1980); Ferreira (1982).

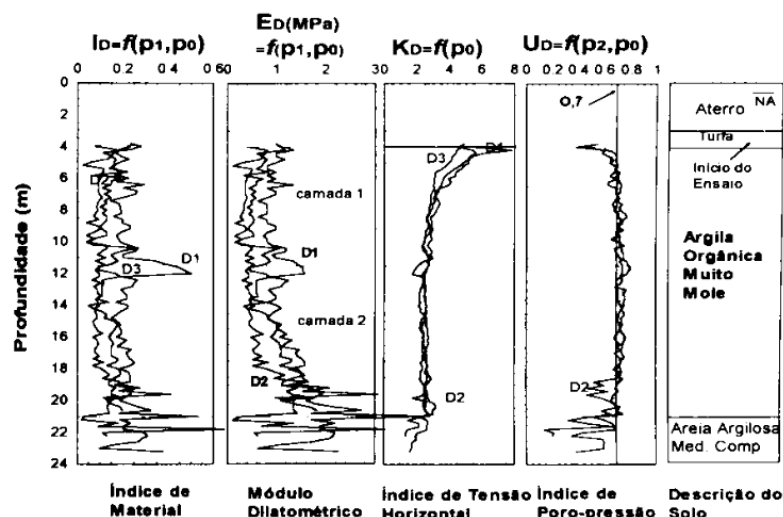
Ferreira, Amorim Jr e Coutinho (1986); Genovais, Coutinho e Ferreira (1990); Coutinho e Oliveira (1994) e; Coutinho, Oliveira e Santos (2000) discutiram em seus

trabalhos todas as experiências geotécnicas com as argilas orgânicas do Recife. Maior detalhe sobre esses trabalhos será dado no Capítulo 4.

Oliveria (1991) realizou uma vasta investigação de campo com o ensaio de Piezocone no depósito de argila orgânica do Clube Internacional do Recife. Os resultados encontrados pelo autor confirmaram a existência das duas camadas de argila mole, coerente com os trabalhos de Teixeira (1972), Amorim Jr. (1975), Ferreira (1982) e Coutinho (1988).

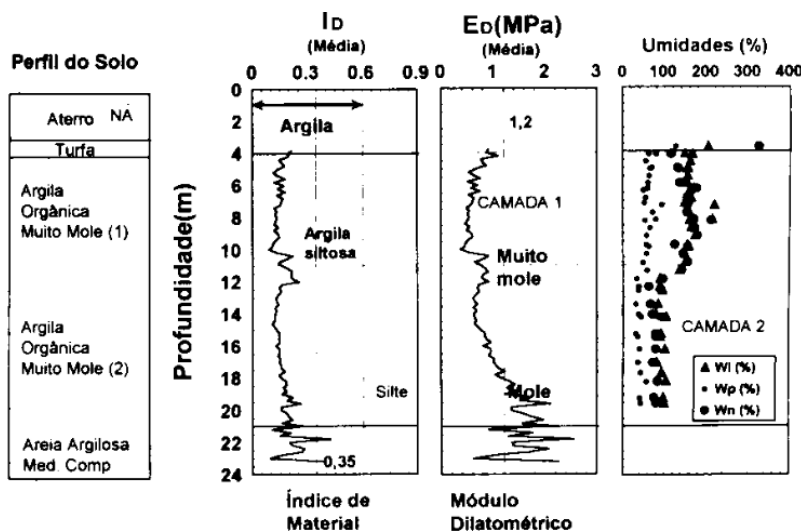
No Sesi-Ibura, em Recife, Pereira e Coutinho (1998) e Coutinho *et al.* (1998) realizaram investigações de campo avançadas, à época, utilizando os ensaios dilatométricos (DMT) (FIGURAS 28 e 29) e Piezocone (CPTu), respectivamente.

Figura 28 - Parâmetros índice do ensaio DMT do Sesi-Ibura



Fonte: Pereira e Coutinho (1998).

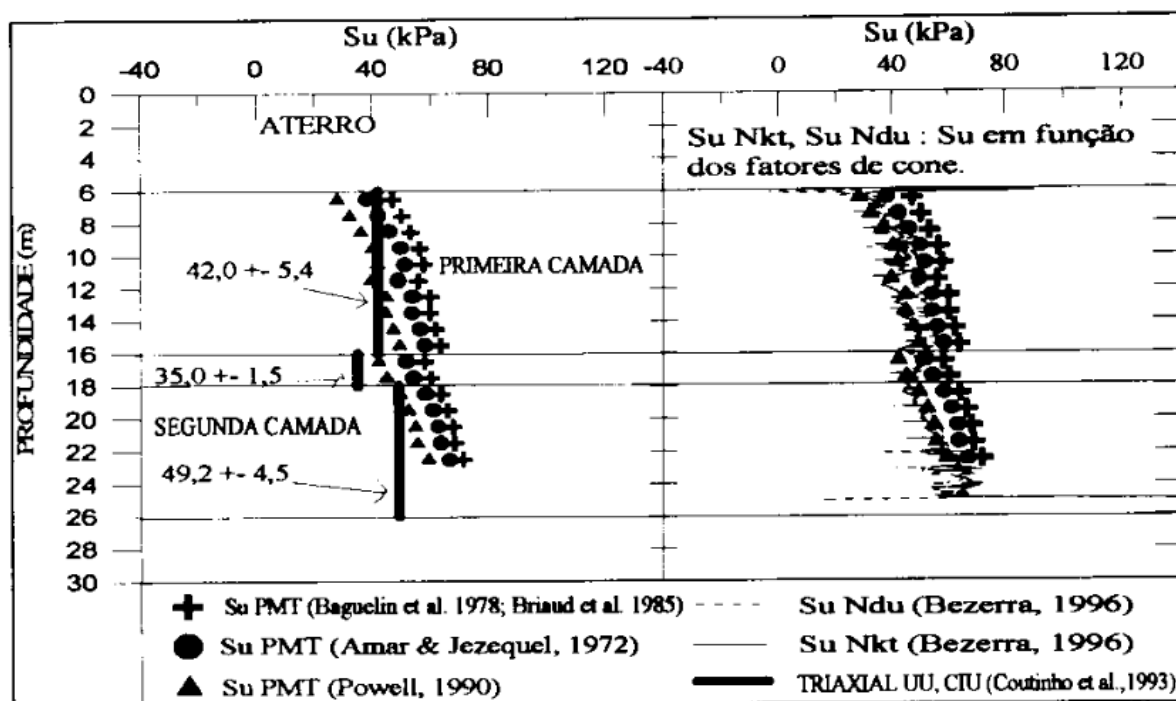
Figura 29 - Estratigrafia do depósito de argila mole do Sesi-Ibura, pelo ensaio DMT



Fonte: Pereira e Coutinho (1998).

Cavalcante, Bezerra e Coutinho (1998) avaliaram a resistência não drenada (S_u) de um depósito de argila mole do Recife, no Clube Internacional, com pressiómetro Ménard (PMT), através de correlações empíricas comparando com resultados de ensaios de Piezocone e triaxiais do tipo UU-C e CIU-C. Os autores utilizaram, para estimativa de S_u , as propostas de Baguelin, Jezequel e Shields (1978); Amar *et al.* (1979) e; Powell (1990) (FIGURA 30). A proposta de Powell (1990) foi a que apresentou melhores resultados. Os autores confirmaram a eficiência desse ensaio para avaliação de S_u no depósito estudado.

Figura 30 - Valores de S_u estimados pelo PMT, comparados com resultados de ensaios triaxiais



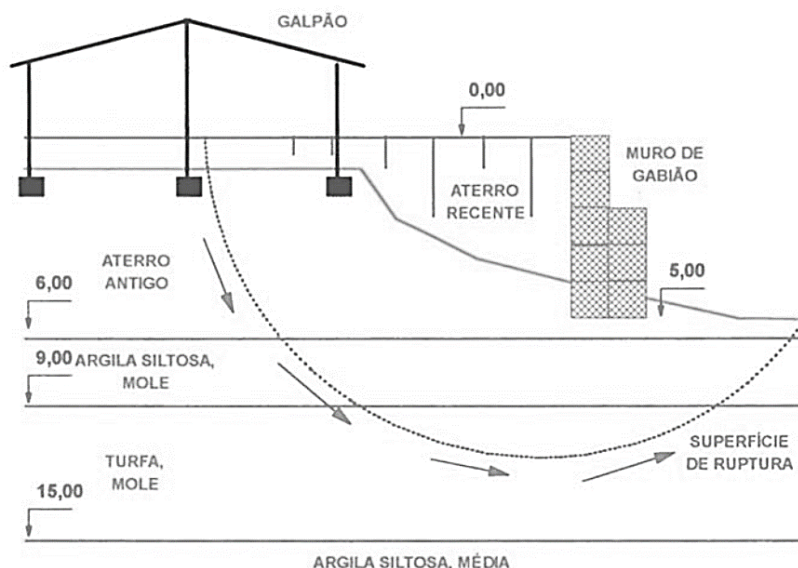
Fonte: Cavalcante, Bezerra e Coutinho (1998).

Coutinho e Oliveira (2001) apresentaram um trabalho sobre a ruptura de um aterro sobre solo mole do Canal Tejiptó, na Lagoa do Araçá, em Recife. Os autores realizaram investigações de campo e de laboratório de forma a compreender o processo ocorrido. Identificou-se que abaixo do canal havia uma espessa camada de argila orgânica a qual não foi identificada nas sondagens marginais à obra (vias) (FIGURA 31). Os autores propuseram, para solução do problema, um retaludamento com a construção de um muro estaqueado, com estacas retangulares de seção 30 x 60 cm e comprimento variando de 8 a 12 m a depender do perfil do solo. Um estudo de estabilidade de taludes foi realizado para subsidiar a solução proposta.

A metodologia de Oliveira (2002) para construção da curva de laboratório estimada, supostamente, de melhor qualidade, consiste em: (1) Identificar o índice de vazios inicial (e_0) da amostra; (2) Entrar no ábaco da Figura 32 com o valor de e_0 e obter a relação e_f/e_0 para cada tensão do ensaio; (3) Calcular o índice de vazios final (e_f) para cada estágio de carregamento; (4) Plotar a curva estimada.

Bello (2004) e Bello, Coutinho e Gusmão (2008) realizaram uma retroanálise da ruptura de um aterro sobre solo mole de um galpão localizado na BR-101, em Recife (FIGURA 33). O estudo consistiu numa parceria entre o GEGEP/UFPE e a Gusmão Engenheiros Associados, envolvendo investigações de campo e laboratório, retroanálise com a utilização de software para compreensão da ruptura ocorrida e proposta de uma solução. Os valores de índice de plasticidade foram obtidos a partir de correlações do Banco de Dados das Argilas Moles do Recife, proposto por Coutinho e Oliveira (1994) e Coutinho *et al.* (1998). Os autores confirmaram a utilização do Banco de Dados local para estimativa de parâmetros e propuseram a construção de uma berma estabilizadora a qual aumentaria do fator de segurança da obra.

Figura 33 - Ruptura de um aterro sobre solo mole na BR-101/Recife-PE

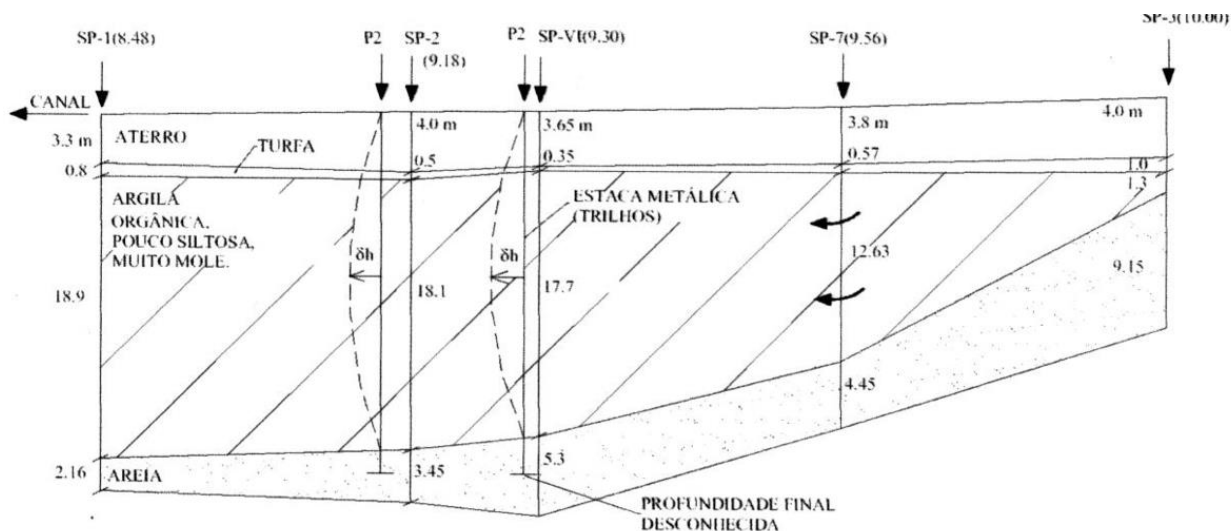


Fonte: Bello (2004).

Coutinho, Bello e Pereira (2006) apresentaram um trabalho para discutir a possível causa da ruptura de uma edificação do Sesi-Ibura. Através de investigações de campo e laboratório, provas de carga em estacas e análises lineares e não-lineares por de elementos finitos, os autores concluíram que o espesso depósito de argila

orgânica mole provocou um carregamento lateral nas estacas metálicas da obra as quais, não dimensionadas para tal situação, romperam devido deslocamento horizontal excessivo (flambagem) (FIGURA 34).

Figura 34 - Flambagem das estacas do Sesi-Ibura

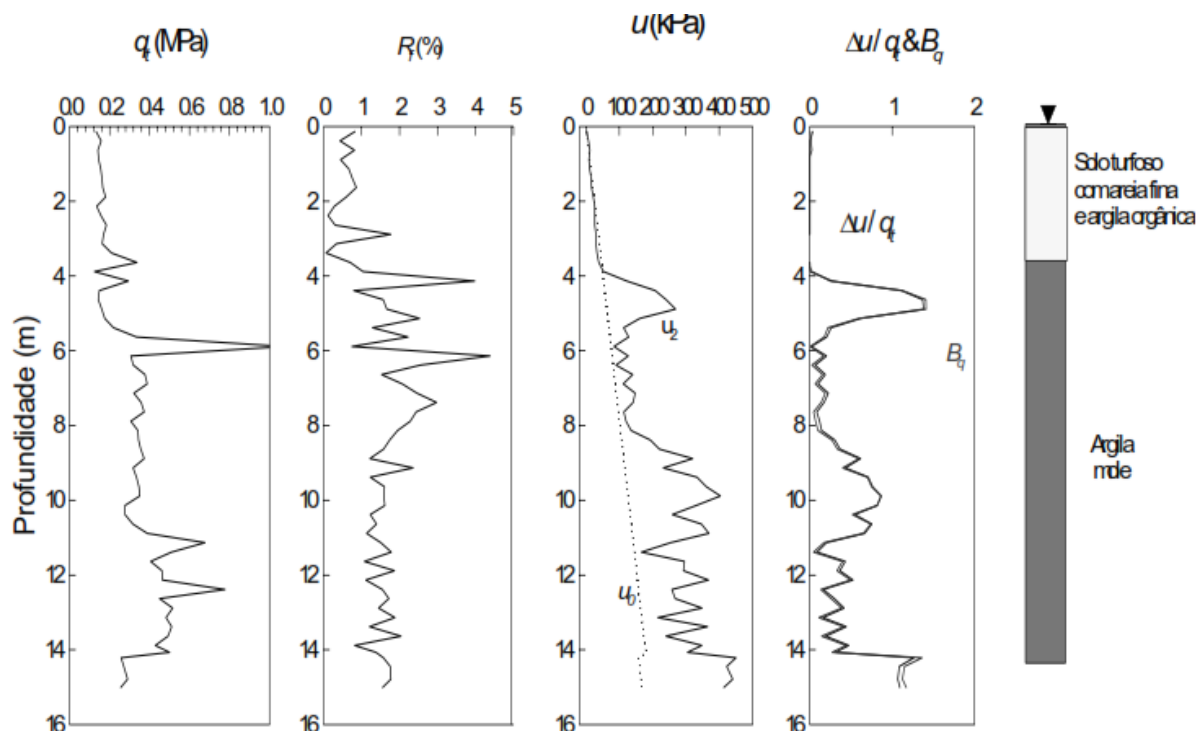


Fonte: Coutinho, Bello e Pereira (2006).

Soares (2006) e; Soares, Coutinho e Gusmão (2006) realizaram provas de carga em estacas pré-moldadas instrumentadas, em dois depósitos de solos moles de Recife, Sesi-Ibura e Centro Regional de Ciências Nucleares (CRCN). O estudo envolveu investigações de campo e laboratório e; instrumentação, cravação e provas de carga em estacas (à tração e compressão). Os autores identificaram um perfil bastante heterogêneo na área do CRCN (FIGURA 35), com camadas intercaladas de argila e areia. Além disso foi observado que a capacidade de carga no depósito do CRCN era atingida mais rapidamente do que no depósito do Sesi-Ibura, pois nesse último depósito a poropressão tende a aumentar durante a cravação e depois diminuir com o tempo, o que não acontecia no CRCN.

Bello e Coutinho (2006) apresentaram resultados de uma ampla campanha de investigações geotécnicas de campo e laboratório do trecho de acesso a ilha de Tatuoca – Complexo Industrial Portuário de Suape, município de Ipojuca. A campanha envolveu ensaios de palheta de campo, Piezocone sísmico e ensaios de laboratório (caracterização, adensamento vertical e radial, triaxiais UU-C e CIU-C). Os autores apresentam um perfil de 9 metros de solo mole a muito mole, orgânico, dividido em quatro camadas. A Figura 36 apresenta os resultados dos ensaios edométricos, os

Figura 37 - Resultados do ensaio de Piezocone (CPTu) em Suape



Fonte: Bello e Coutinho (2006).

Coutinho (2007) apresentou em seu trabalho uma completa revisão das propriedades das argilas moles de Recife, desde 1978, envolvendo investigações de campo e laboratório, áreas de pesquisa, problemas práticos e aplicações das experiências na solução de problemas. Esse *paper* caracteriza-se como uma das principais referências bibliográficas atuais sobre o tema (solos moles do Recife), com apresentação de proposta de qualidade de amostras (TABELA 3).

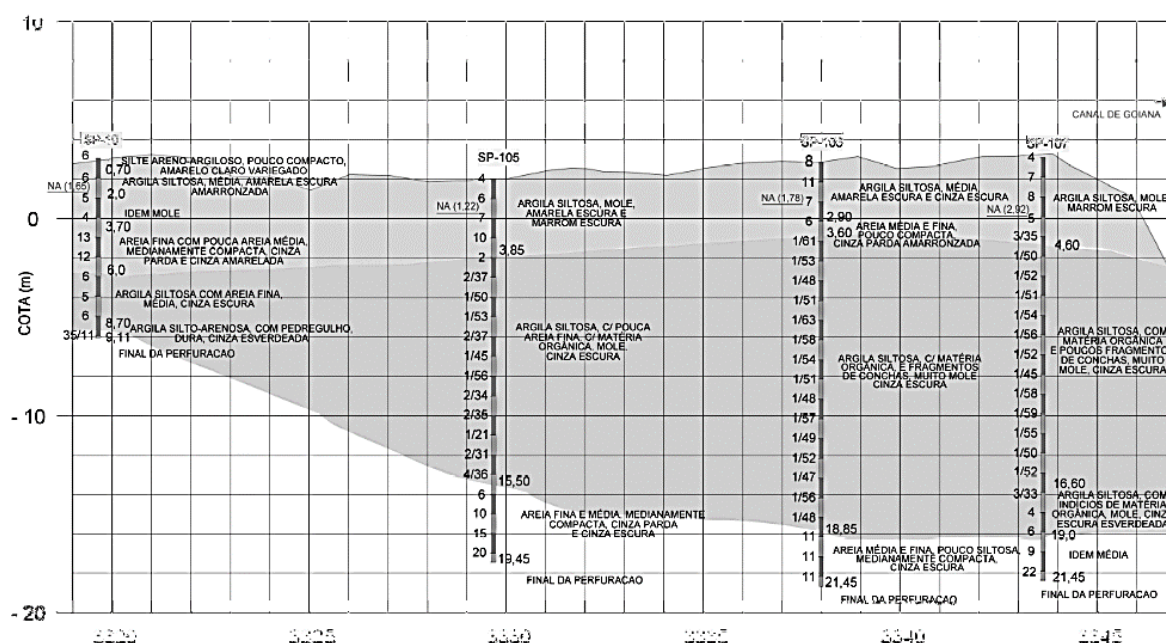
Além disso o trabalho de Coutinho (2007) faz uma consolidação das propostas de estimativas de parâmetros, seja por ensaios de laboratório ou ensaios de campo, posteriormente discutidas. Essas contribuições caracterizam-se como a última atualização do Banco de Dados de Argilas Moles de Recife.

Bello (2011), Bello e Coutinho (2012), Coutinho e Bello (2012) e Coutinho e Bello (2014) apresentam resultados do Banco de Dados de Argilas Moles de Suape que abrangeu duas grandes áreas de investigação geotécnica, o qual será melhor exposto adiante. Foram apresentadas novas propostas de estimativa de parâmetros para as argilas de Suape, a exemplo do Nkt médio de 10, $OCR_{LAB}=0,65$, OCR_{VANE} e

$OCR=0,173.Q_t$, estimativas modificadas em relação às propostas para as argila moles de Recife.

Machado (2012) e Machado e Coutinho (2012) apresentam um estudo de caracterização geotécnica de aterros sobre solos moles da duplicação da BR-101, no município de Goiana-PE. Foram identificadas espessas camadas de solo mole nos perfis analisados, chegando a profundidades de 19 m (FIGURA 38), de baixa resistência e alta compressibilidade, com consistência muito mole, resultados semelhantes à experiência das argilas moles de Recife.

Figura 38 - Perfil geotécnico de um aterro da BR-101/Goiana-PE



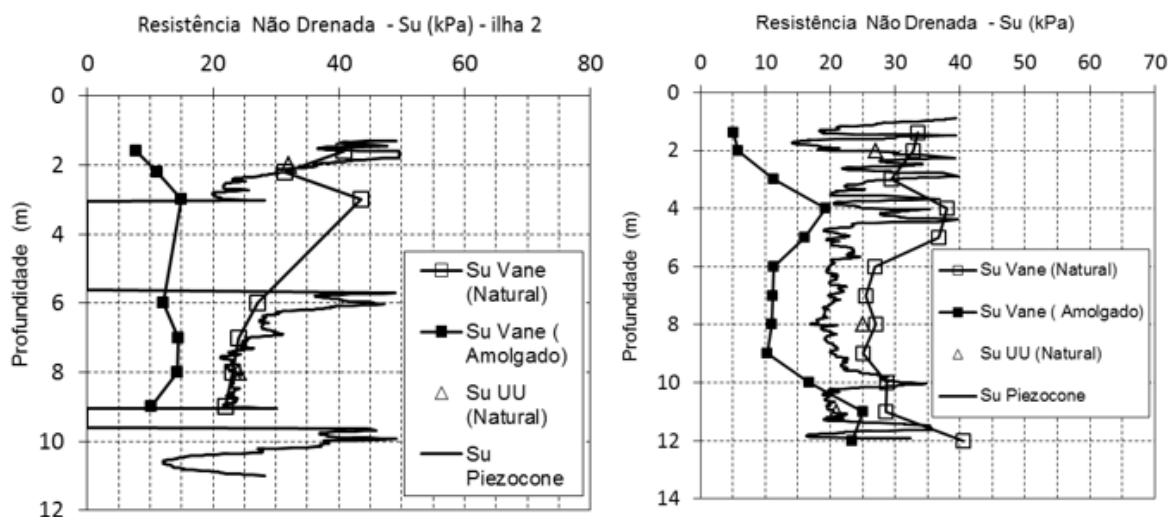
Fonte: Machado e Coutinho (2012).

Souza (2018) realizou um estudo nas argilas moles da obra de duplicação da BR-101 no município de Goiana abrangendo uma maior quantidade de investigações, soluções para os aterros e análises de estabilidade.

Rocha *et al.* (2016) e Cadete, Oliveira e Ferreira (2016) apresentam um estudo de uma argila orgânica mole do bairro Chão de Estrelas, na cidade do Recife, em duas ilhas de investigação. Foi realizada uma avaliação do comportamento do solo, no que diz respeito à compressibilidade e resistência não drenada, através de investigações de campo (SPT, palheta e CPTu) e de laboratório (caracterização, ensaios edométricos e ensaios triaxiais UU-C). Os autores encontraram um valor de C_h/C_v na ordem de 3,94, enquadrando-se nas experiências locais. O valor de S_u médio, para

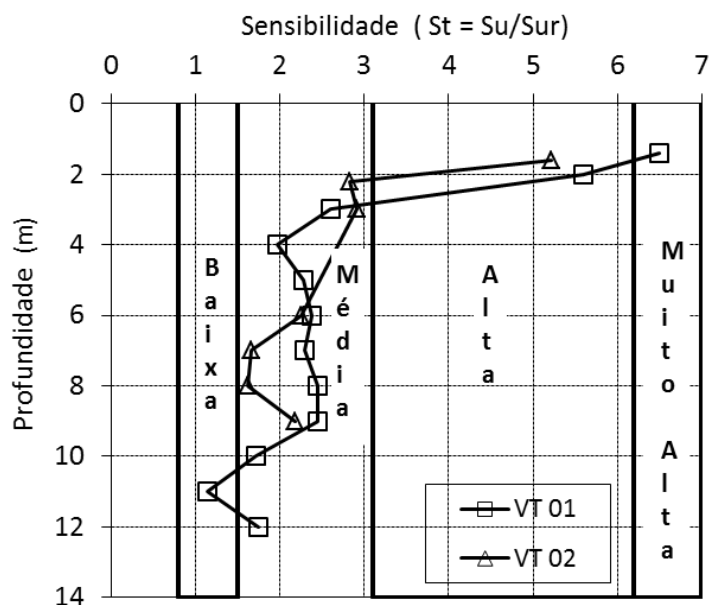
os 4 m iniciais foi de 35 kPa, e à maiores profundidades de 25 kPa (FIGURA 39), além disso a sensibilidade do solo variou de muito alta a média (FIGURA 40).

Figura 39 - Perfil de Su de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estrelas/Recife



Fonte: Cadete, Oliveira e Ferreira (2016).

Figura 40 - Sensibilidade de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estralas/Recife



Fonte: Cadete, Oliveira e Ferreira (2016).

4 BANCO DE DADOS GEOTÉCNICOS

Os bancos de dados constituem uma ferramenta de armazenamento, organização, análise e discussão de informações referentes a uma determinada área de informação. A utilização dos bancos de dados é muito versátil quanto às suas áreas de aplicação, as quais podem ser segurança pública, saúde, educação, geografia, cartografia e engenharia.

Na engenharia civil, mas especificamente na engenharia geotécnica, os bancos dos dados são criados, em geral, diante da necessidade de se agrupar informações de investigações geotécnicas, como ensaios de campo e laboratório, realizadas ao longo de muitos anos, na mesma ou em diferentes áreas para possíveis análises em projetos geotécnicos atuais e futuros.

Quando um grande volume de resultados geotécnicos está bem agrupado e estruturado, podem ser realizadas correlações com resultados obtidos por diferentes ensaios, permitindo uma análise sistêmica e integrada dos resultados. Assim um banco de dados com essas funcionalidades constitui importante ferramenta para melhor compreensão do comportamento geotécnico de um depósito de solo, ou de uma área de estudo.

Em um banco de dados de solos moles, por exemplo, as correlações entre os resultados devem possuir cunho estatístico para melhor confiabilidade na avaliação do comportamento. Tais avaliações são úteis para na elaboração de anteprojetos, na complementação de projetos geotécnicos existentes e às pesquisas futuras. É importante destacar que a utilização de correlações geotécnicas, mesmo que a partir de um banco de dados significativo e confiável, não substitui as investigações geotécnicas adequadas para cada tipo de obra.

A experiência brasileira em argilas moles, ao longo das últimas décadas, tem contribuído bastante no entendimento do comportamento geotécnico desses tipos de solos. Schnaid e Odebrecht (2012) destacam Sarapuí, na Baixada Fluminense; escavação experimental em Itaipu e aterro experimental em Juturnaíba, ambos no Rio de Janeiro, como grandes referências brasileiras no estudo do comportamento das argilas moles. Almeida e Marques (2014) reuniram as principais informações geotécnicas de argilas moles de diferentes regiões do Brasil (TABELA 6).

Tabela 6 - Faixas de resultados típicos de argilas moles de diferentes regiões do Brasil

Propriedades	Planície de Santos (SP)	Sarapuí (RJ)	Porto de Rio Grande (RS)	Recife (PE)	Porto de Sergipe (SE)
	Sudeste	Sudeste	Sul	Nordeste	Nordeste
Espessura (m)	< 50	11	40	19	7
W_n (%)	90 – 140	100 – 170	45 – 85	40 – 100	40 – 60
LL (%)	40 – 150	60 – 150	40 – 90	50 – 120	50 – 90
IP (%)	15 – 90	30 – 110	20 – 60	15 – 66	20 – 70
Argila (%)	20 – 80	20 – 80	34 – 96	40 – 70	65
γ_{nat} (kN/m ³)	13,5 – 15,5	13	15 – 17,8	15,1 – 16,4	16
Atividade	1 – 2,2	1,4 – 2,3	0,6 – 1,0	0,4 – 1,0	0,5 – 1,0
Sensibilidade	4 – 5	4,3	2,5	-	4 – 6
T.M.O. (%)	2 – 7	4 – 6,5	-	3 – 10	-
$C_c/(1+e_0)$	0,33 – 0,51	0,36 – 0,41	0,31 – 0,38	0,45	0,31 – 0,43
C_s/C_c	0,09 – 0,12	0,10 – 0,15	-	0,10 – 0,15	0,10
S_u (kPa)	8 – 40	8 – 20	50 – 90	2 – 40	12,25
G_{50}/S_u	80	87	-	-	45 – 100
S_u/σ'_{vm}	0,28 – 0,30	0,35	0,30	0,28 – 0,32	0,22 – 0,24
ϕ (°)	19 – 24	25 – 30	23 – 29	25 – 28	26 – 30

Fonte: Almeida e Marques (2014).

A seguir são apresentadas experiências de bancos de dados internacionais e nacionais a fim de revisar o tema principal deste trabalho.

4.1 EXPERIÊNCIAS INTERNACIONAIS

Um dos primeiros exemplos de bancos de dados geotécnicos de argilas moles foi apresentado por Bjerrum (1954). Apesar de longa data, esse trabalho trouxe muitas discussões sobre o comportamento das argilas moles, principalmente no tocante à sensibilidade das argilas moles norueguesas. Bjerrum (1954) analisou e discutiu propriedades geotécnicas de 8 depósitos de argila mole, alguns dos principais resultados são apresentados na Tabela 7.

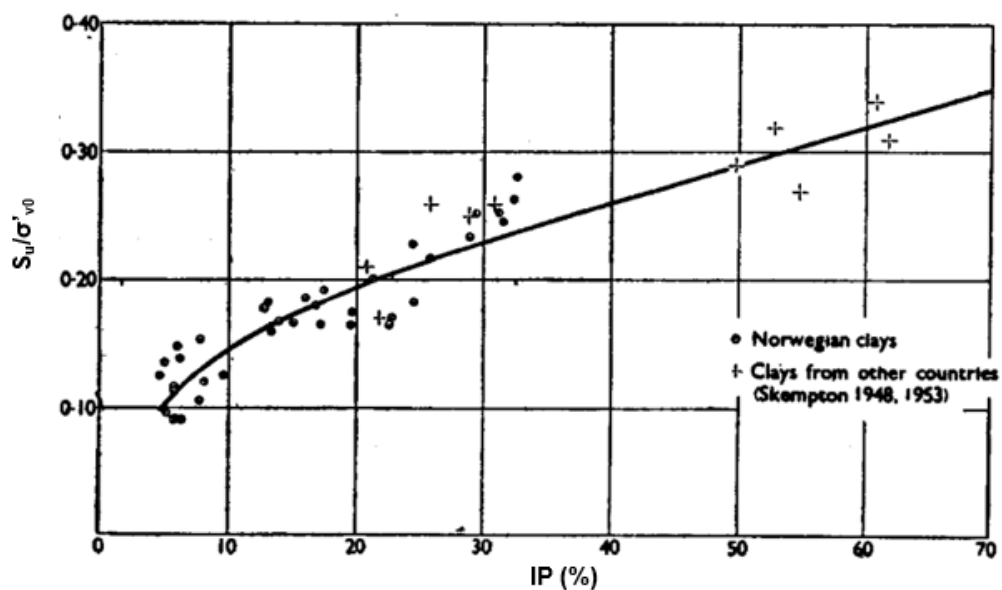
Tabela 7 - Dados geotécnicos de algumas argilas da Noruega

Local	Furo	Prof. (m)	W _n (%)	W _L (%)	W _p (%)	IP (%)	LI (%)	G _s (kN/m³)	S _t	S _u /σ'v0
Toyen, Oslo	A.1	8,3 - 10,5	35,80	37,80	21,60	16,20	0,88	18,2	13	0,188
	A.2	11,3 - 13,2	43,50	30,00	22,00	8,00	2,69	17,3	300	0,153
	A.3	13,2 - 18,8	33,60	25,60	20,30	5,30	2,51	18,6	165	0,095
	B.1	13,2 - 16,7	32,60	25,10	18,70	6,40	2,20	19	161	0,138
	B.2	14,2 - 19,3	34,10	25,30	19,40	5,90	2,50	18,9	122	0,113
Vaterland, Oslo	A.1	11,8 - 13,7	43,50	53,80	29,20	24,60	24,60	17,3	4	0,228
	A.2	13,7 - 16,4	36,00	46,70	29,00	17,70	17,70	18,2	4	0,192
	B.1	9,0 - 16,0	37,00	44,50	23,00	21,50	21,50	18,8	5	0,200
Stunderlunden, Oslo	A.1	12,3 - 18,7	38,80	56,80	25,00	31,80	31,80	17,9	4	0,280
	B.1	11,0 - 13,7	37,80	47,80	21,80	26,00	26,00	17,8	3	0,217
Manglerud, Oslo	A.1	7,0 - 10,8	38,50	30,00	20,20	9,80	9,80	18,5	40	0,125
	B.1	4,6 - 10,0	40,00	27,70	19,40	8,30	8,30	18,6	75	0,120
	B.2	11,5 - 17,0	35,20	21,80	17,00	4,80	4,50	18,8	500	0,125
	B.3	17,0 - 21,0	38,00	25,50	19,00	6,50	6,50	18,9	220	0,090
	B.4	21,0 - 28,0	32,00	21,00	15,80	5,20	5,20	19,3	500	0,135
	C.1	14,0 - 23,0	33,30	26,80	18,90	7,90	7,90	19,1	52	0,105
	D.1	4,0 - 15,4	37,10	24,00	18,10	5,90	5,90	18,8	300	0,116
Gunnnerusgate, Oslo	A.1	7,9 - 11,8	35,70	42,00	22,10	19,90	19,90	18,8	4	0,175
	B.1	5,7 - 10,6	42,40	55,80	23,30	32,50	32,50	18,3	4	0,263
	B.2	15,0 - 22,5	36,90	46,30	26,50	19,80	19,80	18,9	4	0,165
	C.1	9,9 - 16	38,10	52,00	23,00	29,10	29,10	18,1	4	0,233
	C.2	16,0 - 21,4	35,20	45,10	22,30	22,80	22,80	17,9	4	0,154
	D.1	15,4 - 25,4	35,80	44,50	21,50	23,00	23,00	18,4	4	0,170
Storgaten, Oslo	A.1	7,9 - 9,7	36,80	37,80	24,50	13,30	13,30	18,2	7	0,182
Gronland, Oslo	A.1	10,0 - 14,0	39,50	52,10	22,50	29,60	29,60	18	3	0,252
	B.1	15,0 - 23,8	34,10	43,10	18,40	24,70	24,70	19	3	0,182
	B.2	11,0 - 15,5	39,50	54,80	23,40	31,40	31,40	18,9	3	0,252
Bekkelaget	A.1	4,5 - 8,0	38,90	26,20	20,30	5,90	5,90	18,2	55	0,090
Ulleval	A.1	10,0 - 14,5	33,10	25,20	19,00	6,20	6,20	19,1	32	0,147
Bryn	A1	14,0 - 23,0	34,50	34,40	19,10	15,30	15,30	18,9	7	0,166
Drammen	A.1	2,0 - 2,35	37,70	37,70	20,30	17,40	17,40	18,8	7	0,165
	A.2	3,0 - 9,0	58,00	59,40	27,70	31,70	31,70	16,5	8	0,245
	A.3	9,0 - 21,0	29,30	35,80	21,70	14,10	14,10	19,5	4	0,167
	A.4	6,0 - 27	32,80	34,90	21,40	13,50	13,50	19,4	5	0,159
	B.1	7,5 - 26,5	32,10	33,80	21,10	12,70	12,70	19	4	0,180

Fonte: Adaptado de Bjerrum (1954).

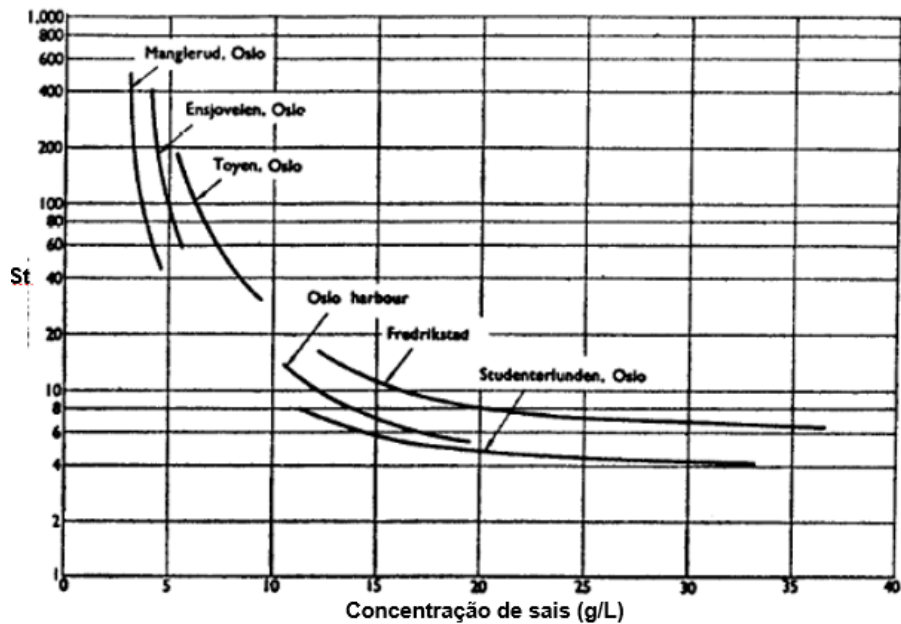
Bjerrum (1954) discutiu a relação entre a resistência não drenada normalizada e o índice de plasticidade das argilas que estudou, encontrando valores coerente aos publicados por Skempton (1948, 1957), os quais mostra que esse valor tende a crescer de acordo com a plasticidade da argila, conforme Figura 41. Além disso, esse autor também apresenta a relação da salinidade do solo com a sensibilidade (FIGURA 42), inferindo decréscimo da sensibilidade com o aumento da salinidade nos depósitos analisados.

Figura 41 - Relação entre resistência normalizada e o índice de plasticidade de alguns depósitos de argila mole da Noruega



Fonte: Bjerrum (1954).

Figura 42 - Relação entre sensibilidade e concentração de sais de alguns depósitos de argila mole da Noruega



Fonte: Bjerrum (1954).

Nagaraj e Miura (2001) reuniram algumas das principais informações geotécnicas de argilas moles de diversas regiões do mundo, a partir de diversos autores (TABELA 8).

Tabela 8 - Parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles do mundo

Solo	W _n (%)	W _L (%)	S _u (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	σ' _{vm} (kPa)	Referência
JAPÃO						
Ariake (5m)	133	121	12	30	40	Tanaka <i>et al.</i> (1996)
Ariake (10m)	133	110	20	50	70	
Ariake (15m)	100	90	26	70	95	
Kinkai (10m)	110	110	20	45	65	
Kinkai (15m)	120	115	30	60	75	
Kinkai (20m)	120	115	37	75	105	
Kinkai (25m)	50	50	40	90	110	
Ariake Bay (5m)	95	105	10	20	25	Hanzawa <i>et al.</i> (1990)
Ariake Bay (10m)	80	105	13	40	40	
Ariake Bay (15m)	65	80	23	60	72	
Ariake Bay-Kyushu (1)	87	87	-	46	70	Onitsuka <i>et al.</i> (1995)
Ariake Bay-Kyushu (3)	73	77	-	85	90	
Ariake Bay-Kyushu (6)	115	90	-	18	50	
Ariake Bay-Kyushu (7)	121	85	-	16	80	
Shimbara	60	54	-	91	200	Adachi <i>et al.</i> (1995)
Osaka	69	72	-	50	94	
Kuwana-Nagoya	76	91	-	156	240	
Komatsugawa-Tokyo (5m)	78	86	32	34	122	
Komatsugawa-Tokyo (10,4m)	35	45	92	100	200	
Komatsugawa-Tokyo (14,5m)	75	79	55	88	165	Hanzawa (1979)
Komatsugawa-Tokyo (22,5m)	30	35	135	165	390	
Komatsugawa-Tokyo (25m)	89	93	70	195	240	
ÁSIA						
Singapura (5m)	70	70	20	20	80	Choa (1995)
Singapura (30m)	55	80	50	160	200	Kuwano e Bhattarai (1989)
Bangakok	79	95	-	52	61	
Sungham-Taipei (5m)	40	30	-	20	120	Chin, Crooks e Moh (1994)
Sungham-Taipei (25m)	30	26	-	160	220	
CANADÁ						
Minas-Noranda	65	58	7	24	27	Capozio, Ovimet e Dupis (1982)
Quebec	89	72	25	65	85	Roy <i>et al.</i> (1982)
St. Alban	95	52	10	15	32	
St. Alban	60	40	19	35	80	

St. Alban	40	28	26	42	100	
Champlain	55	50	55	135	200	
Champlain	83	60	35	77	105	Silvestri (1980)
	69	76	60	20	276	Yong, Taplin e Wiseman (1980)
Orleans	60	40	18	-	72	Roy (1979)
St. Alban	90	51	60	48	244	Lo e Becker (1979)
St. Alban (3m)	72	59	14	21	47	
Berthierville	89	68	25	55	80	
St. Cesaire	85	70	27	68	90	
St. Cesaire	88	52	20	35	65	
Gloucester	76	53	20	38	67	Leroueil <i>et al.</i> (1979, 1983)
Gloucester	93	53	25	58	87	
Varennnes	62	65	60	64	216	
Joliette	65	41	29	40	110	
St. Catherine	88	60	18	20	60	
Masauche	65	55	70	34	270	
St. Alban	60	40	13	25	55	
Fort Lenox	60	45	30	54	105	Leroueil <i>et al.</i> (1983)
Louiseville	75	70	45	58	160	
Batiscan	80	43	25	60	88	
St. Louis	69	50	-	40	95	
St. Vallier	59	60	-	34	85	Morin (1975)
Breckenridge	79	65	36	67	120	
Sewage-plant	55	36	100	38	300	
Green C-fill	66	70	198	238	490	
Green C-fill	69	47	102	202	300	
Nat. Research	68	38	55	83	180	Crawford e Eden (1965)
Main street	51	35	57	52	230	
Gloucester	72	49	21	16	60	
Kars	60	40	29	38	120	
Ottawa sewage	60	49	136	145	439	
Plant-ditto	45	31	146	200	488	
Walksy Road	58	53	58	107	234	Gillot (1970)
HMSC-Glouc.	70	43	21	48	68	
St. J. de T-Q	22	29	146	105	488	
Batican	79	43	25	-	88	
Joliette	65	41	29	-	115	
Louiseville	76	70	45	-	160	Leroueil <i>et al.</i> (1985)
Mascouche	67	55	70	-	270	
St. Ceasaire	85	70	27	-	90	
Rigaud clay	75	60	45	40	160	Silverstri (1984)
	65	45	17,5	30	65	Tavenas <i>et al.</i> (1974)
Champlain	80	60	15	23	54	Lo (1972)
St. Marcel clay	83	63	30	50	90	Bozozuk (1984)
Lonsille clay	80	50	15	15	44	
Gloucester	96	52	10	17	40	Lefebvre <i>et al.</i> (1994)
St. Alban (2m)	48	28	27	45	108	
St. Alban (8m)	86	49	-	30	50	Mesri, Feng e Shahien (1995)
Batiscan	84	55	-	52	75	Mesri, Feng e Shahien (1995)
St. Hilaire						
ESTADOS UNIDOS						
S-Nares Abys.	105	104	7	27	27	

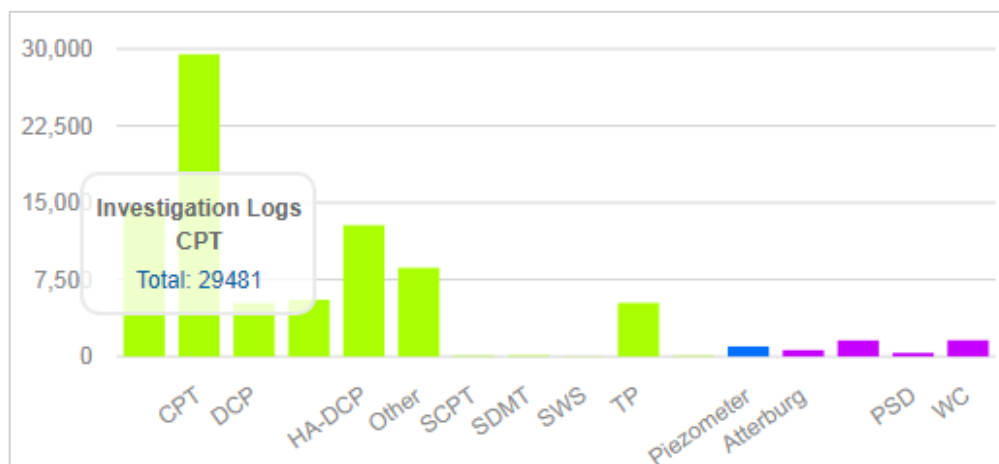
Plain(Core66)	72	104	26	114	137	Zizzia e Silva (1988)
Bermuda Rise	100	70	2,8	10	12	
Gulf Stream	102	97	8	12	36	
Sohm Abyssal	100	66	1,8	5	7,5	Silva e Booth (1986)
NORUEGA						
Drammen (5m)	50	55	10	45	72	Bjerrum (1967)
Drammen (15,5m)	30	32	10	125	160	
Bank (12,5m)	45	55	30	120	130	
Bank (15m)	43	55	45	140	180	
Konnerud (10m)	36	38	30	80	125	
Konnerud (20m)	36	38	28	160	180	
Scheitlies (7,5m)	52	55	20	75	90	
Scheitlies (24m)	30	30	40	200	220	
IRAQUE						
Fao (10,5m)	50	55	35	60	80	Hanzawa (1977)
Fao (18,5m)	38	48	70	100	150	
Kohr Al-Zubair (9,5m)	42	58	55	170	238	Hanzawa <i>et al.</i> (1979)
Kohr Al-Zubair (12,75m)	41	55	75	230	320	

Fonte: Nagaraj e Miura (2001).

Um exemplo atual, moderno e eficiente de acesso à informações geotécnicas é o banco de Dados Geotécnicos da Nova Zelândia (NZGD). Desenvolvido para a reconstrução da cidade de Christchurch (sul do país) após uma série de terremotos ocorridos no período de 2010/2011, é um BD público, gratuito e on-line que se constitui de repositório pesquisável para informações geotécnicas com abrangência nacional. Além do objetivo de fácil acesso às informações, o projeto engloba objetivos estratégicos, como a minimização dos impactos gerados por desastres, planejamento e uso do solo.

O sistema do NZGD exige cadastro de aprovação do usuário, este deve ser vinculado à alguma instituição, seja ela pública ou privada. Com o acesso ao sistema, o usuário é livre para acessar e cadastrar novas informações.

O NZGD conta com quase 30.000 relatórios de Piezocone (CPTu), mais de 15.000 furos de sondagem, 1.000 piezômetros de monitoramento constante e 6.000 ensaios de laboratório registrados (FIGURA 43).

Figura 43 - Quantidade de ensaios cadastrados no BD da Nova Zelândia

Fonte: <https://www.nzgd.org.nz/Default.aspx>.

4.2 EXPERIÊNCIAS BRASILEIRAS

Em São Paulo, na cidade de Santos, Massad (1985, 1999, 2009) realizou importante trabalho que reuniu as principais características geotécnicas das argilas da baixada Santista, que, apesar de não intitulado, representa um banco de dados geotécnicos dessa região.

A partir de quantidade significativa de sondagens SPT e SPT-T, ensaios de palheta de campo, ensaios de piezocone e ensaios de laboratório, alguns desses acumulados das experiências do IPT, o autor buscou caracterizar o comportamento das argilas à luz dos conhecimentos geológicos da região.

Massad (2009) avaliou a similaridade dos resultados de ensaios de campo e laboratório de determinados estratos de solo da planície de Santos (TABELA 9).

Tabela 9 - Características gerais dos sedimentos da baixada Santista

Sedimentos		Características gerais
Pleistoceno	Areias	Terraços alçados de 6 a 7 m acima do N.M.. Amareladas na superfície e marrom-escuras a pretas, em profundidade.
	Argilas transicionais (ATs)	Ocorrem a 20-35 m de profundidade, às vezes 15 m, ou até menos. Argilas médias a rijas, com folhas vegetais carbonizadas (TEIXEIRA, 1960) e com nódulos de areia quase pura, quando argilosas, ou bolotas de argilas, quando arenosas (PETRI e SUGUIO, 1973).
Holoceno	Areias	Terraços de 4 a 5 m acima do N.M.. Não se apresentam impregnados por matéria orgânica. Revelam a ação de dunas.
	Argilas de SFL	Deposição em águas calmas de lagunas e baías. Camadas mais ou menos homogêneas e uniformes de argilas muito moles a moles (regiões de "calmaria"). Deposição pelo retrabalhamento dos sedimentos pleistocênicos ou sob a influência dos rios. Acentuada

	heterogeneidade, disposição mais ou menos caótica de argilas muito moles a moles (regiões "conturbadas")
Argilas de Mangues	Sedimentadas sobre os SFL. Alternâncias, de forma caótica, de argilas arenosas e areias argilosas.

Fonte: Massad (2009).

Através dessa avaliação, o autor definiu algumas propriedades consideradas diferenciadoras das argilas de acordo com suas respectivas unidades genéticas (TABELA 10).

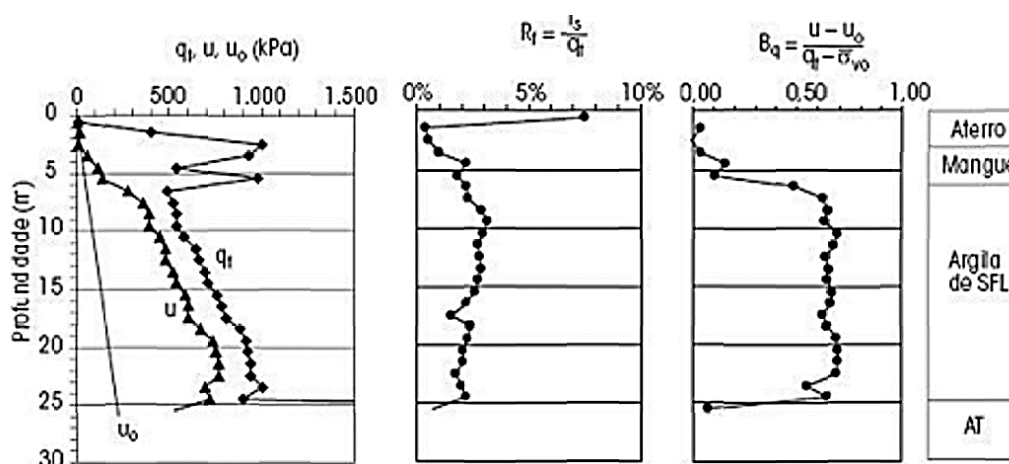
Os ensaios de piezocone mostraram-se didático na diferenciação dos tipos de estratos argilosos de Santos, conforme a Figura 44.

Tabela 10 - Propriedades diferenciadoras das argilas de Santos

Características	Argilas holocênicas		Argilas pleistocênicas
	Mangue	SFL	ATs
Prof. (m)	≤ 5	≤ 50	20 – 45
N_{SPT}	0	0 – 4	5 – 25
T (kN.cm)	-	2 – 10	> 10
T/N	-	> 1,0	0,5 – 4,0
(kN.cm/golpe)	-		
f_T (kPa)	-	5 – 50	> 40,0
B_q	-	0,4 – 0,9	(-0,1) – 0,2
q_t (MPa)	-	0,5 – 1,5	1,5 – 2,0
R_f (%)	-	1,5 – 4,0	1,5 – 2,0

Fonte: Massad (2009).

Figura 44 - Exemplo de resultados de CPTu nas argilas de Santos

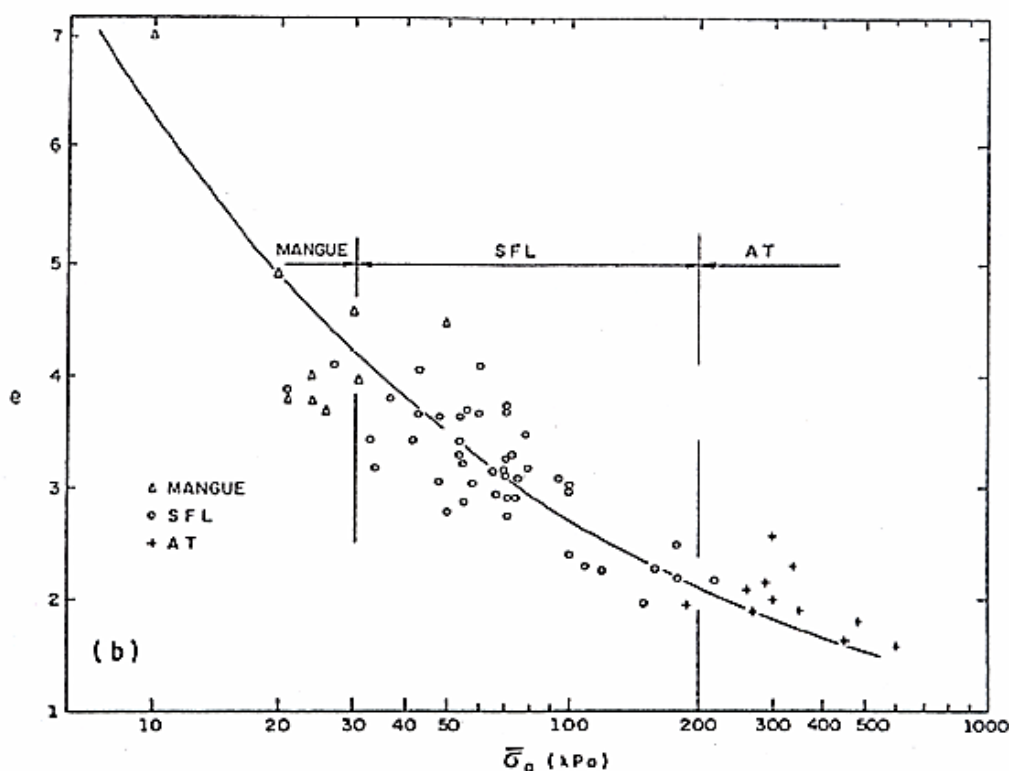


Fonte: Massad (2009).

Massad (2009) complementa que a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) pode ser um bom indicador para diferenciação dos estratos argilosos de acordo com suas unidades genéticas. O autor propõe, para as argilas da região, considerar como de mangue quando $\sigma'_{vm} \leq 30$ kPa, como argila transicional (AT) se $\sigma'_{vm} \geq 200$ kPa, e de

SFL no intervalo desses extremos. Massad (1985) apresenta a relação da tensão de pré-adensamento com o índice de vazios dos solos analisado, dividindo os valores com as unidades genéticas, conforme Figura 45.

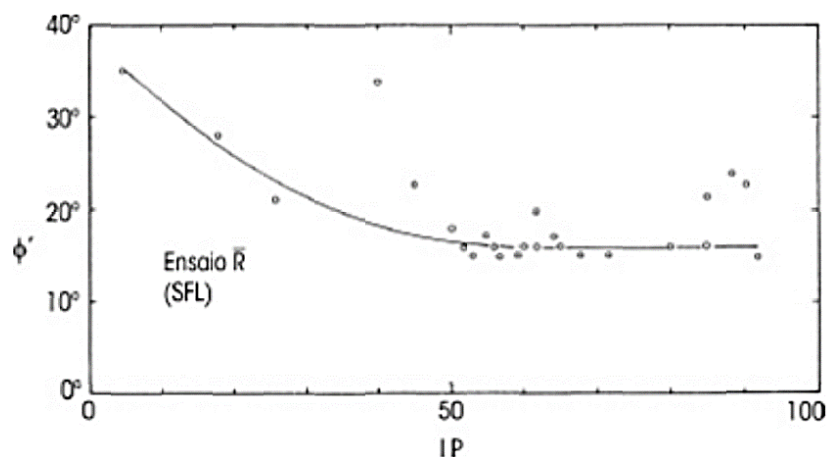
Figura 45 - Relação entre σ'_{vm} e e_0 das argilas da baixada Santista



Fonte: Massad (1985).

O pré-adensamento dos solos da baixada santista é decorrente, em grande parte, das oscilações do nível do mar, gerando o tradicional mecanismo de carga-descarga, com pouca influência dos efeitos de envelhecimento citados por Bjerrum (1967) (MASSAD, 2009).

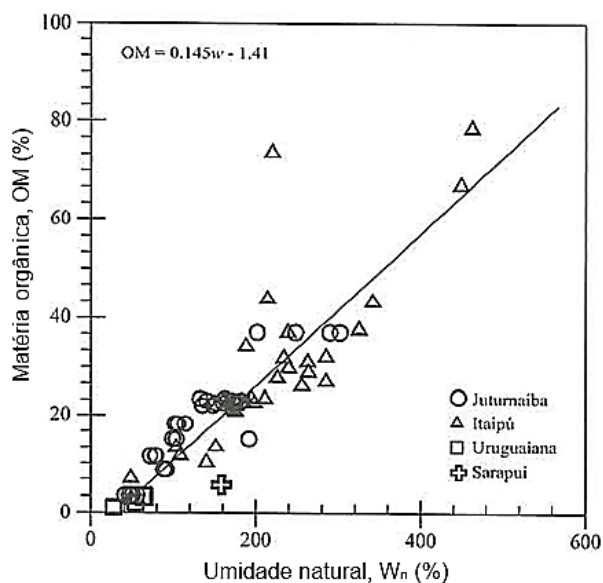
Massad (2009) complementa com a discussão dos resultados de ensaios de resistência, do tipo CIU-C, correlacionando esses resultados com os limites de Atterberg. O autor verificou que nas argilas de sedimentos flúvio-lagunares e de baías (SFL), valores de IP acima de 50% enquadraram-se na pequena faixa de ϕ' de 15° a 20° , conforme Figura 46.

Figura 46 - Relação entre IP e ϕ' das argilas da baixada Santista

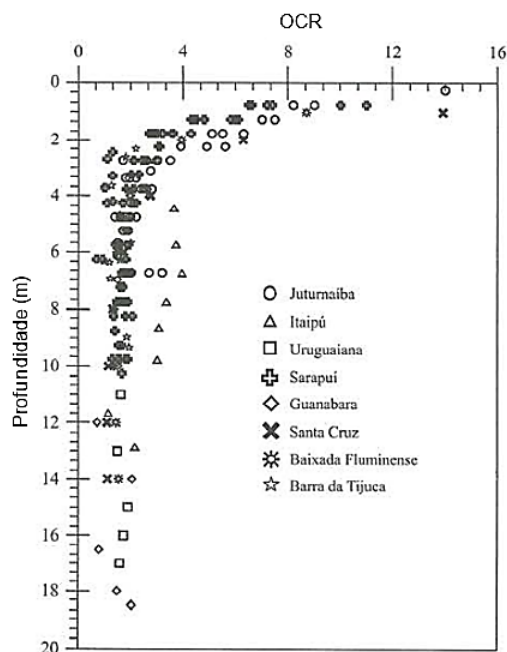
Fonte: Massad (2009).

No estado do Rio de Janeiro, Almeida *et al.* (2008) e Futai *et al.* (2008) reuniram as principais características geotécnicas de 8 depósitos de argilas moles, discutindo principalmente as características de compressibilidade e resistência.

Almeida *et al.* (2008) apresentaram correlações semi-empíricas da matéria orgânica e C_c , ambos com a umidade natural dos solos analisados (FIGURA 47). Quanto ao histórico de tensões, os autores discutiram que os perfis de OCR de todos os depósitos apresentaram, em geral, mesmo comportamento, com pré-adensamento nas camadas mais superficiais com a tendência à valores em torno de 1,5 em profundidades superiores a 4 metros (FIGURA 48).

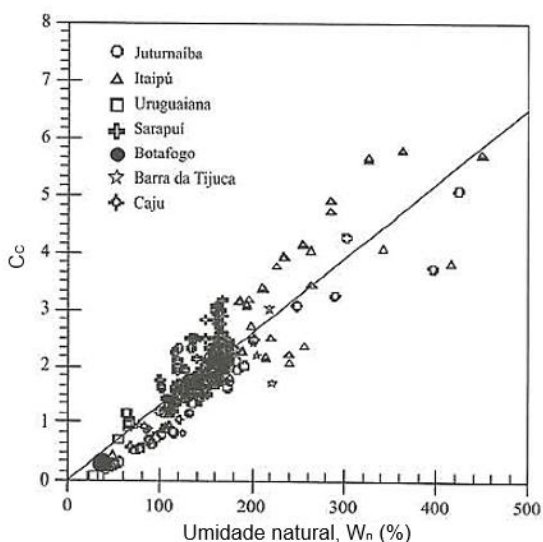
Figura 47 - Correlação $W_n \times TMO$ das argilas moles do RJ

Fonte: Almeida *et al.* (2008).

Figura 48 - Perfil de OCR das argilas moles do RJ

Fonte: Almeida *et al.* (2008).

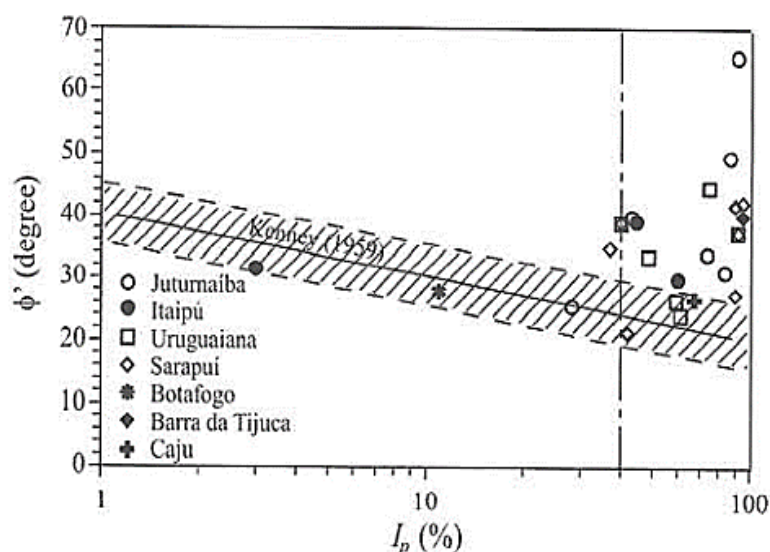
Os autores, em resumo, sobre a compressibilidade das argilas moles do Rio de Janeiro, discutiram que o índice de compressão (CR) situa-se na faixa de 0,26 a 0,32, porém os depósitos da Barra da Tijuca, Itaipú e Sarapuí apresentaram-se mais compressíveis, com valores de CR variando de 0,41 a 0,52. A similaridade entre os perfis de OCR pode indicar que os depósitos tenham sido submetidos a processos de formação semelhantes (ALMEIDA *et al.*, 2008). E a correlação entre C_c e W_n ($C_c = 0,013W_n$) apresentou-se na faixa das argilas normalmente adensadas (FIGURA 49).

Figura 49 - Correlação $W_n \times C_c$ das argilas moles do RJ

Fonte: Almeida *et al.* (2008).

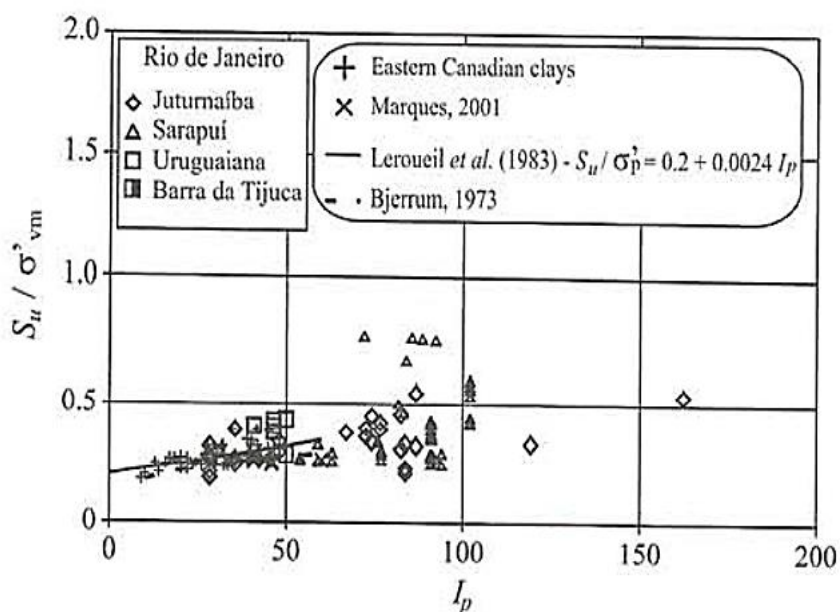
Futai *et al.* (2008), estudando as propriedades de resistência não drenada dos mesmos depósitos analisados por Almeida *et al.* (2008), além de diversas discussões, apresentaram que solos com valores de índice de plasticidade (IP) superiores a 40%, o ângulo de atrito (ϕ') tende a aumentar devido presença de matéria orgânica fibrosa (FIGURA 50). Além disso, uma discussão interessante foi realizada acerca da resistência não drenada normalizada, a qual apresentou-se crescente com o aumento do IP, sendo este último superior para as argilas do Rio de Janeiro em comparação com outras argilas do mundo (FIGURA 51).

Figura 50 - Relação entre o ângulo de atrito e o IP das argilas do RJ



Fonte: Futai *et al.* (2008).

Figura 51 - Relação da resistência não drenada normalizada com o IP das argilas do RJ



Fonte: Futai *et al.* (2008).

Ainda no Rio de Janeiro, Baroni (2016) e Baroni e Almeida (2017) realizaram um estudo do comportamento das argilas extremamente moles da Baixada de Jacarepaguá.

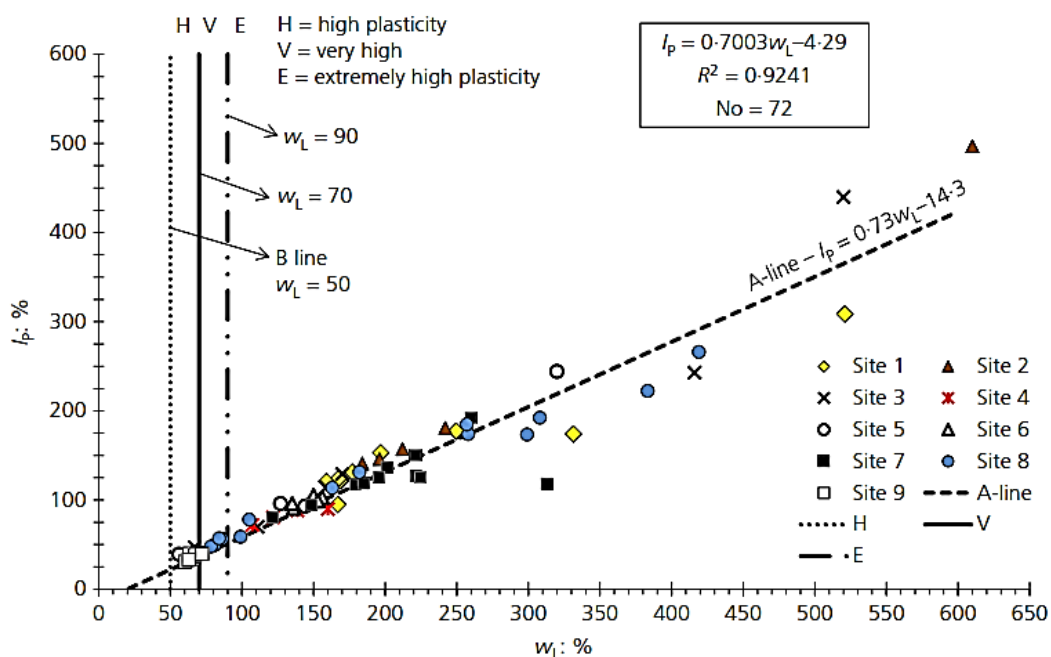
A partir de dados de investigações geotécnicas de 24 áreas, utilizando resultados de laboratório de 20 amostras indeformadas, 67 verticais de piezocone e 48 ensaios de Palheta de campo, os autores buscaram caracterizar os depósitos analisados quanto ao comportamento de compressibilidade e resistência.

Para esses depósitos, Baroni (2016) desenvolveu um sistema SIGWeb que permite o armazenamento, recuperação, estruturação, manipulação, análise e exibição gráfica de parâmetros geotécnicos.

Em síntese, os resultados de Baroni e Almeida (2017) mostraram que:

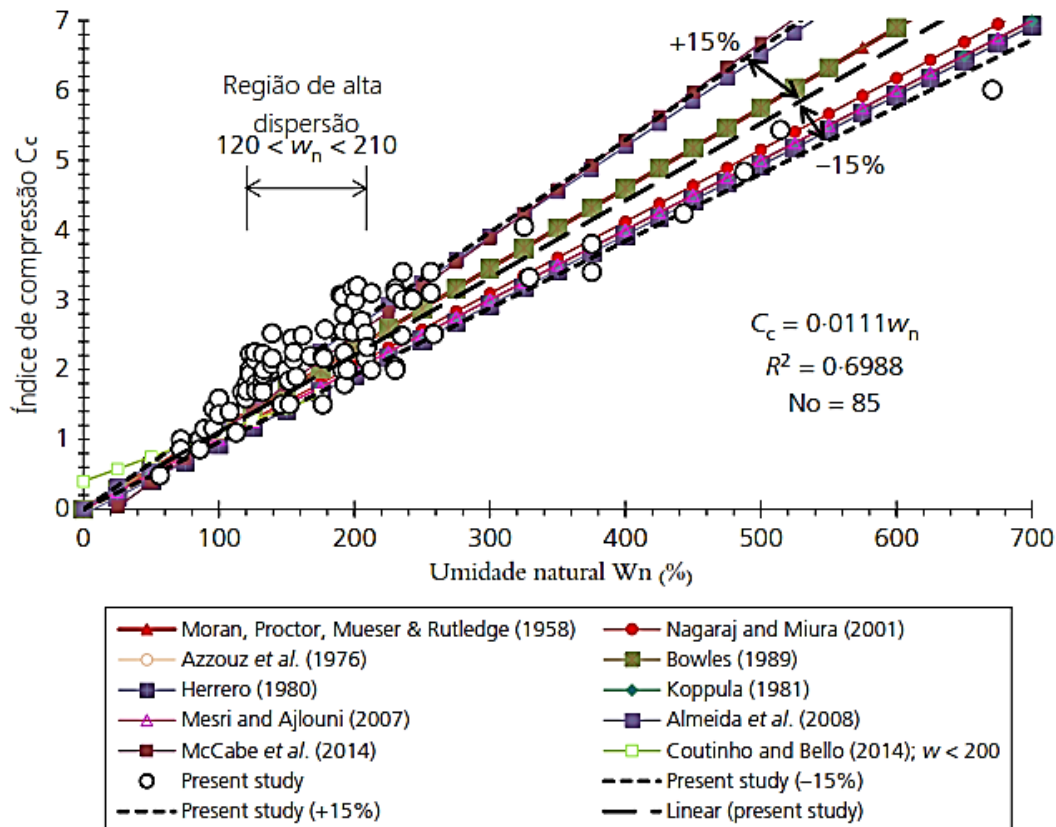
- Os depósitos apresentaram leve pré-adensamento, com valores de umidade natural, em geral, superiores aos de limite de liquidez. O índice de compressão (C_c) variou de 1,0 a 3,5, com valores de teor de matéria orgânica (TMO) na ordem de 10%;
- Na carta de plasticidade de Casagrande, os pontos apresentaram-se próximos à linha A, com valores de I_P variando de 40 a 150% e W_L de 30 a 610%, conforme Figura 52;
- A umidade natural dos solos estudados variou de 60 a 700%, obtendo boa correlação semi-empírica ($R^2=0,70$) com os valores de índice de compressão (C_c) (FIGURA 53);
- A correlação entre C_c e e_0 apresentou coerência, com $R^2=0,81$ (FIGURA 54);
- A correlação entre C_c e W_L apresentou discrepância em relação à outras literaturas, justificando que essas não foram elaboradas a partir de resultados de ensaios em solos orgânicos, como no caso em estudo. Mesmo discrepante, o R^2 dessa correlação foi de 0,78, considerado satisfatório, conforme Figura 55;
- Os valores de OCR, estimados pelos ensaios de palheta de campo e piezocone foram similares aos obtidos pelos ensaios edométricos, conforme Figura 56.

Figura 52 - Carta de plasticidade de Casagrande das argilas da baixada de Jacarepaguá



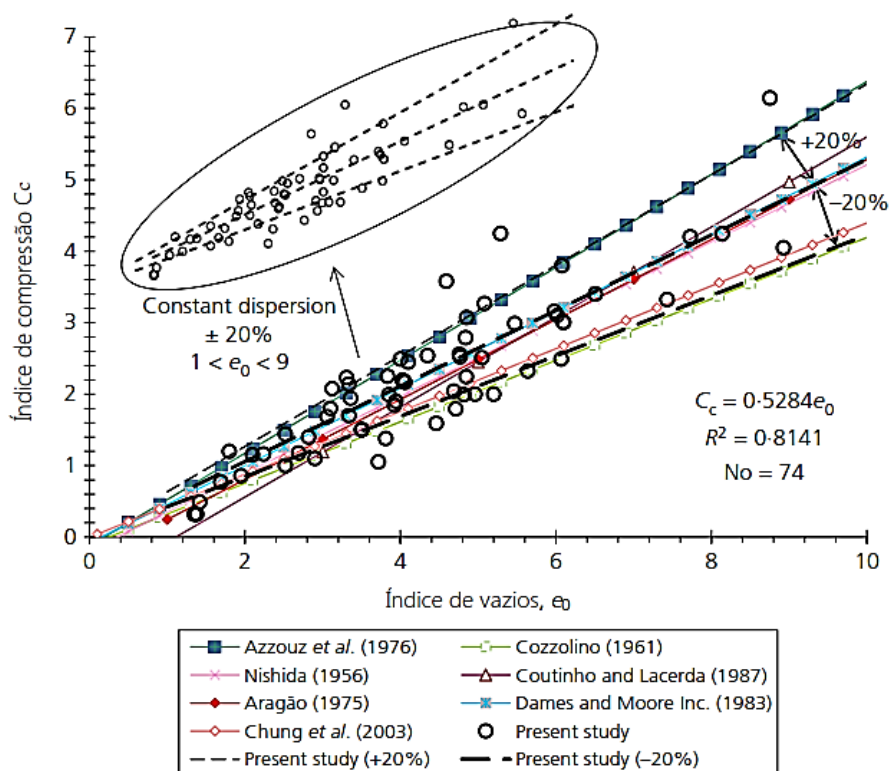
Fonte: Baroni e Almeida (2017).

Figura 53 - Correlação entre umidade natural e índice de compressão



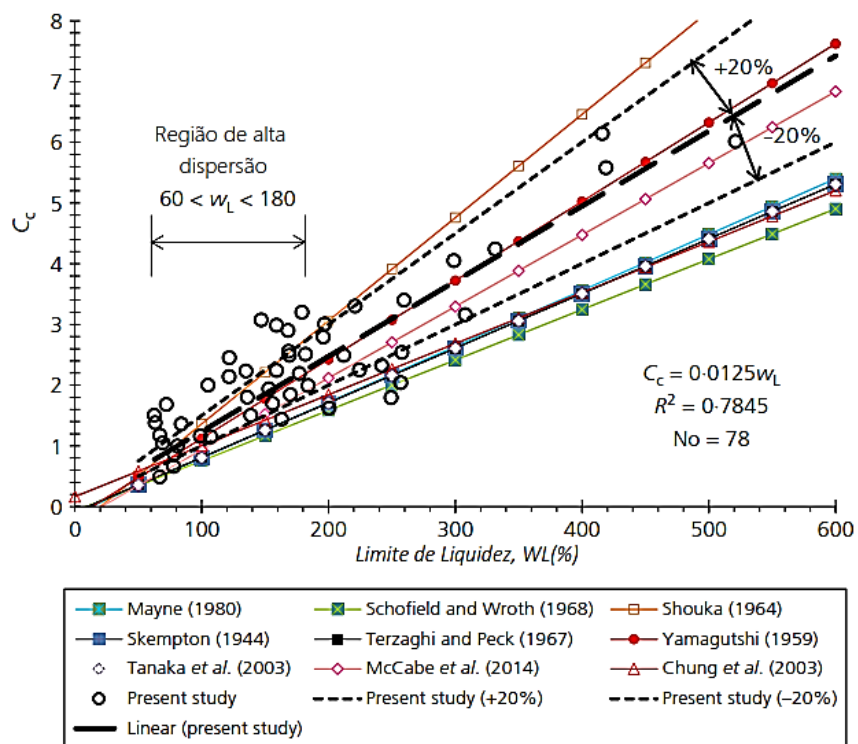
Fonte: Baroni e Almeida (2017).

Figura 54 - Correlação entre e_0 e C_c

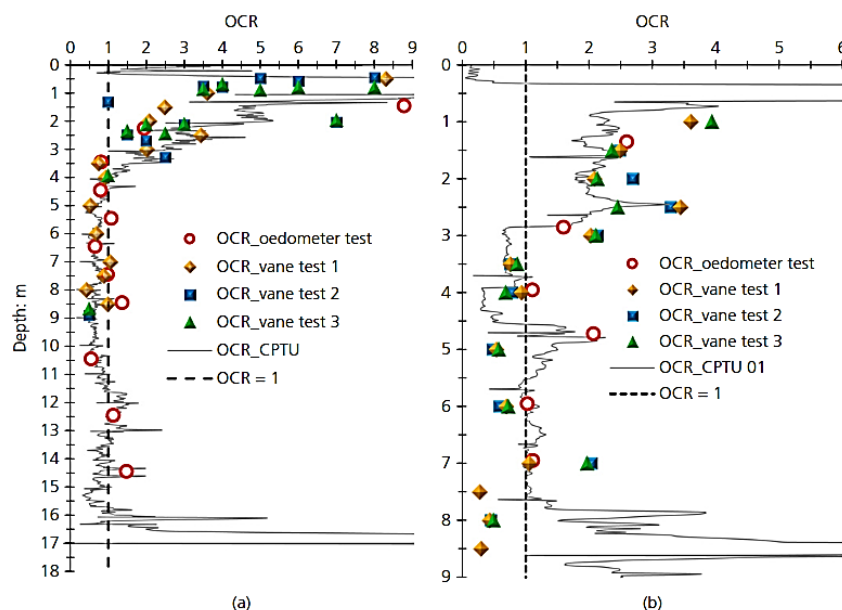


Fonte: Baroni e Almeida (2017).

Figura 55 - Correlação entre limite de liquidez e índice de compressão



Fonte: Baroni e Almeida (2017).

Figura 56 - Perfis de OCR estimado por diferentes metodologias

Fonte: Baroni e Almeida (2017).

Almeida e Marques (2014) reuniram as principais características geotécnicas, as quais podem traduzir o comportamento das argilas moles a muito moles cariocas, da Barra da Tijuca e Recreio, conforme Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles do RJ

Local	Área 1	Área 2	Área 3	Área 4	Área 5	Área 6	Área 7	-	Área 8	SESC/SENAC
Referência	-	Almeida et al. (2008)	-	Crespo Neto (2004)	Macedo (2004); Sandroni e Deotti (2008)	Baroni (2010)	-	Bedeschi (2004)	Baroni (2010)	Almeida et al. (2001); Crespo Neto (2004)
Espessura (m)	4 – 20	2 – 11	2 – 15	2 – 11,5	5 – 16	2 – 21,8	1,6 – 9,5	7,5	2 – 8	3 – 12
W_n (%)	100 – 488	76 – 913	67 – 207	72 – 410	116 – 600	191 – 670	72 – 1.200	102 – 580	56 – 784	72 – 500
W_L (%)	148 – 312	86 – 636	40 – 65	23 – 472	100 – 370	147 – 521	88 – 218	97 – 368	67 – 610	70 – 450
IP (%)	80 – 192	59 – 405	20 – 38	11 – 408	120 – 250	95 – 308	47 – 133	42 – 200	47 – 497	47 – 250
% argila	26 – 54	15 – 60	15 – 51	-	32	23 – 93	2 – 36	-	14 – 50	28 – 80
γ_{nat} (kN/m³)	10,2 – 13,4	10,2 – 14,0	11,9 – 14,6	11 – 12,4	11,6 – 12,5	10,01 – 12,7	10,9 – 14,9	11,2 – 12,3	10,2 – 16,9	12,5
CR	0,4 – 0,8	0,22 – 0,49	-	0,27 – 0,46	0,36 – 0,5	0,31 – 0,54	0,11 – 0,38	0,32 – 0,48	0,20 – 0,63	0,29 – 0,52
C_v (x10⁻⁸)	0,6 – 8,8	0,3 – 3,3	2,1 – 49	0,1 – 0,6	0,4 – 1,2	0,018 – 19,8	0,6 – 0,3	0,1 – 19,2	0,04 – 7,5	0,17 – 80
e₀	3,3 – 8,2	3,0 – 21,9	2,2 – 4,7	3,8 – 15,0	4,8 – 7,6	4,0 – 12,4	1,0 – 11,6	4,3 – 9,0	1,4 – 10,7	2,0 – 11,1
S_u (kPa)	3,0 – 38	4,0 – 18	7,0 – 41	3,0 – 19	5,0 – 23	2,0 – 23	2,0 – 19	1,0 – 22	4,0 – 22	7,0 – 19
N_{KT}	4 – 16	4 – 16	-	-	4 – 9	7 – 17	5 – 14,5	-	7 – 17	7,5 – 14,5

Fonte: Almeida e Marques (2014).

Além das características geotécnicas do Rio de Janeiro, Almeida e Marques (2014) ainda apresentam de outras regiões, como a região Norte do Brasil, conforme Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles da região Norte do Brasil

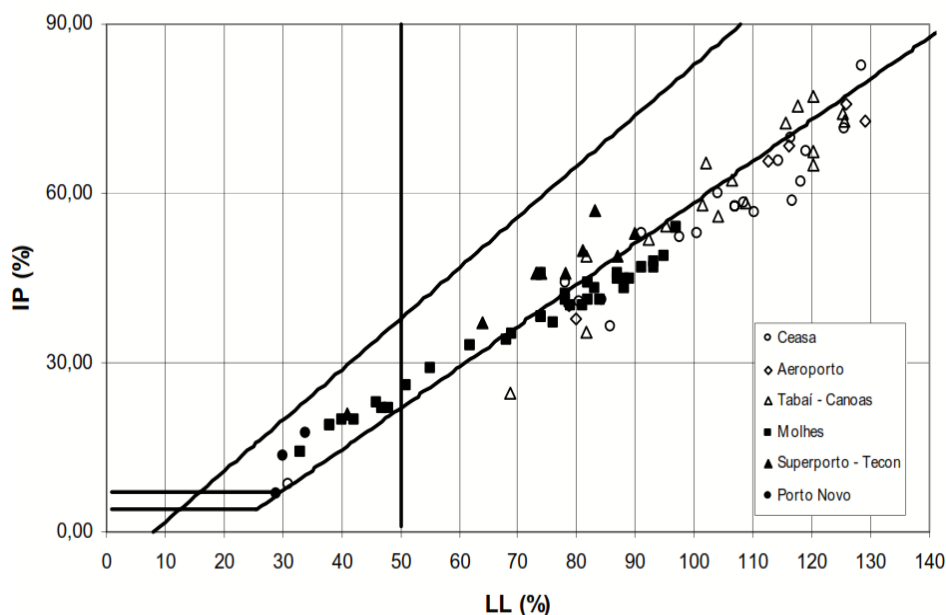
Parâmetro/Argila	Áreas de baixada de Belém - PA (Alencar et al., 2001)			Porto Cai N'Água - Porto Velho Marques, Oliveira e Souza (2008)
	Argila 1	Argila 2	Argila 3	
N_{SPT}	0 - 1	3 - 6	4 - 6	0 - 4
W_n (%)	40 - 88	-	-	31
W_L (%)	23 - 58	68	60	-
IP (%)	67,5	43	27	19
% argila	-	81	61	< 30
γ_{nat} (kN/m ³)	15 - 16	17,5 - 18,7	17,5 - 18,5	18,9
C_c	0,8 - 1,2	0,39 - 0,67	0,14 - 0,285	-
C_v (x10 ⁻⁸)	5,5 - 8,5	-	3,8 - 5	20 - 60
CR (%)	-	-	-	0,1
e_0	1,7 - 2,4	0,91 - 1,19	0,89 - 0,94	0,831

Fonte: Almeida e Marques (2014).

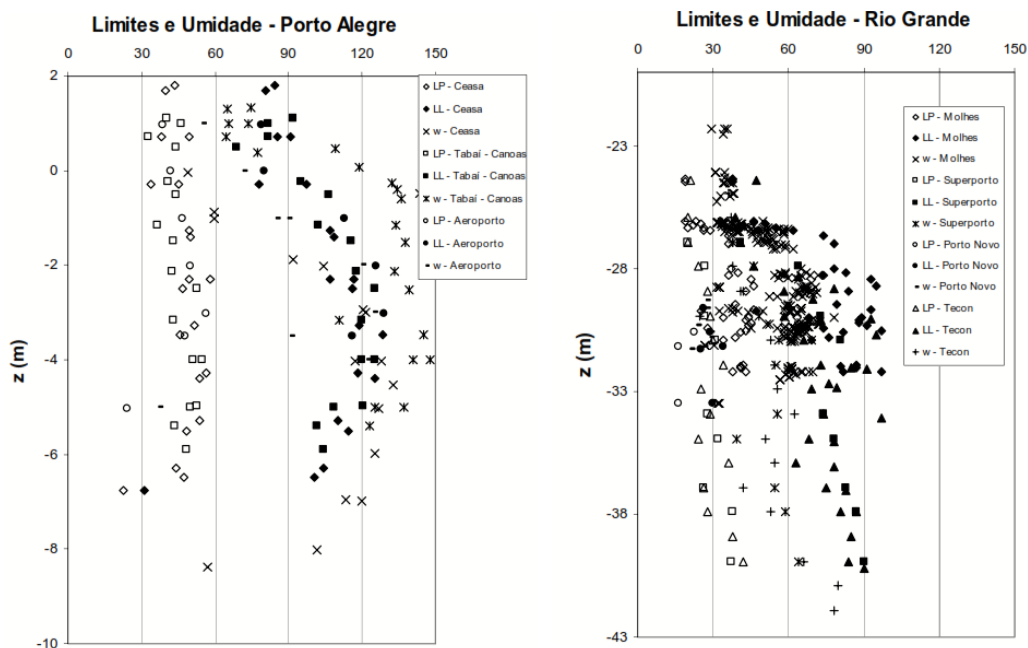
No Rio Grande do Sul, Hallal (2003) e Hallal, Schnaid e Dias (2002) organizaram um banco de dados geotécnicos das argilas moles de seis locais do estado (BD-RS): CEASA – Porto Alegre, situado na região da várzea do Rio Gravataí; Aeroporto Internacional Salgado Filho – Porto Alegre, situado também na várzea do Rio Gravataí; BR-386 trecho Canos – Rio dos Sinos, chamada rodovia Tabaí-Canoas; Porto Novo – Rio Grande, situada no estuário da Laguna dos Patos; Superporto e Tecon – Rio Grande, também na região da Lagoa dos Patos e Molhes da Barra – Rio Grande, na mesma região estuária. Sendo analisados e discutidos no formato de duas regiões, Porto Alegre e Rio Grande.

No estudo foi realizada uma caracterização geológica-geotécnica, discutidas propriedades de resistência ao cisalhamento, histórico de tensões e deformabilidade de todos os depósitos.

Através dos parâmetros de caracterização, os autores discutiram que as argilas da região de Porto Alegre possuem valores maiores tanto do limite de liquidez quanto da umidade natural do solo quando comparadas a região de Rio Grande, destacando ainda que a umidade natural das argilas de Porto Alegre apresentou-se próxima do limite de liquidez, traduzindo a alta plasticidade do solo, conforme Figuras 57 e 58 (HALLAL; SCHNAID e DIAS, 2004).

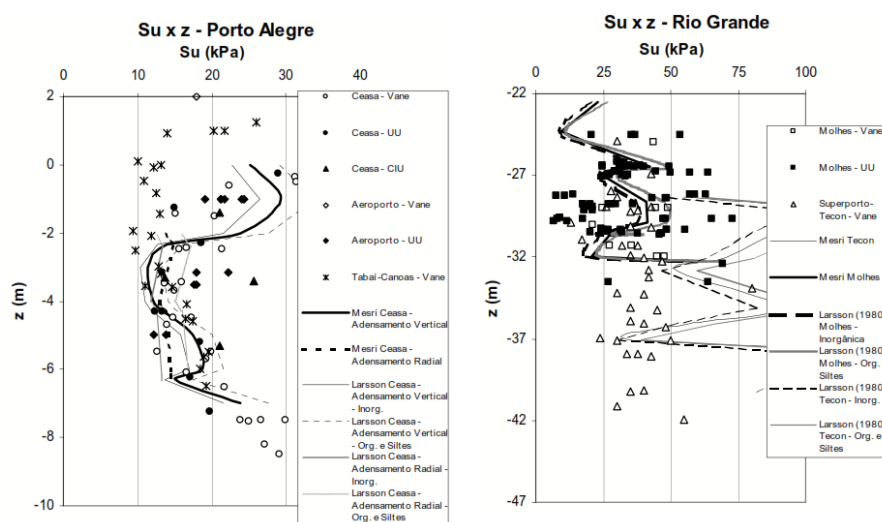
Figura 57 - Carta de plasticidade de Casagrande do BD-RS

Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

Figura 58 - Limites de Atterberg e W_n do BD-RS

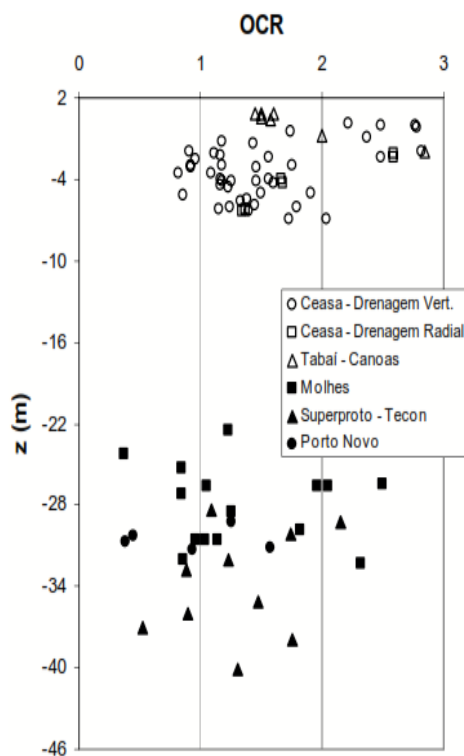
Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

Quanto as características de resistência não drenada (S_u), obtidos pelo ensaio de Palheta, pressiômetro de Ménard, ensaios triaxiais do tipo UU-C e CIU-C. Verificou-se que a região de Porto Alegre apresentou valores de S_u na ordem de 10 a 30 kPa, a região de Rio Grande com valores variando de 8 kPa até 72 kPa (FIGURA 59).

Figura 59 - Perfis de resistência não drenada (S_u) do BD-RS

Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

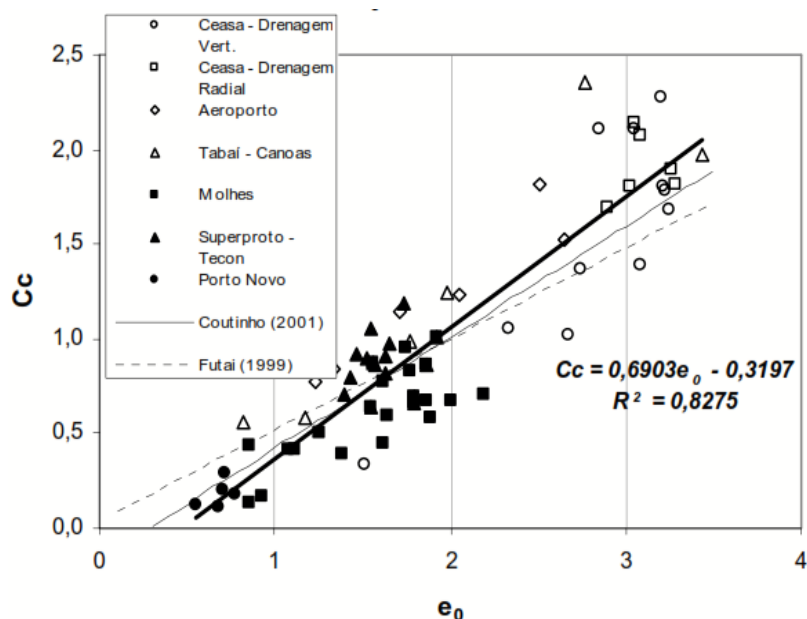
Analisando o perfil de OCR, os autores discutem um leve pré-adensamento das camadas mais superficiais (OCR 1-3), para ambas regiões, com gradativa redução ao longo da profundidade (FIGURA 60). Esse sobreadensamento em superfície pode ser atribuído ao ressecamento das camadas superficiais (HALLAL; SCHNAID e; DIAS, 2002).

Figura 60 - OCR ao longo da profundidade do BD-RS

Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

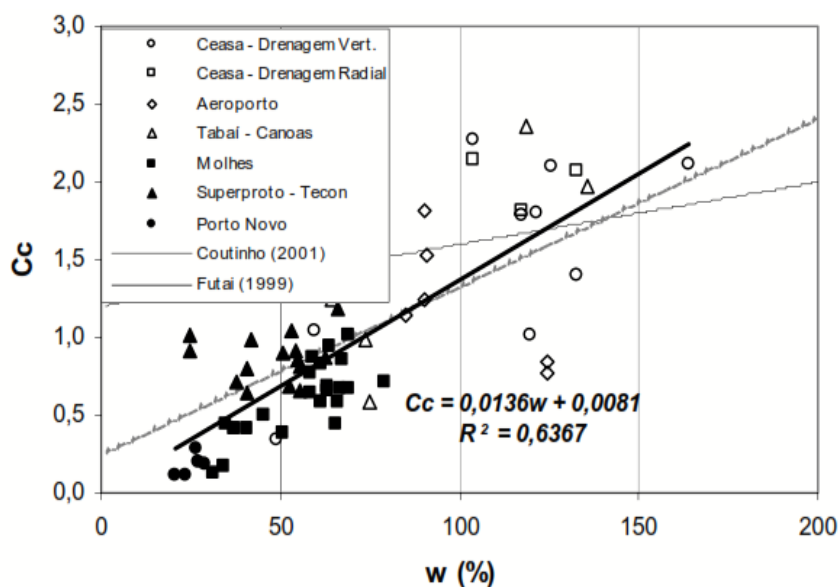
Hallal, Schnaid e Dias (2002), quanto as propriedades de compressibilidade dos solos analisados, encontraram valores médios de CR de 42% para a região de Porto Alegre e de 22% para Rio Grande. De forma a validar os dados dessa propriedade do solo, os autores ainda realizaram um estudo de correlações semi-empíricas, todas relacionadas ao C_c , comparados com os dados de Coutinho *et al.* (2000) para as argilas do Recife, e Futai (1999) para as argilas do Rio de Janeiro, conforme Figuras 61, 62 e 63.

Figura 61 - Correlação $C_c \times e_0$ do BD-RS

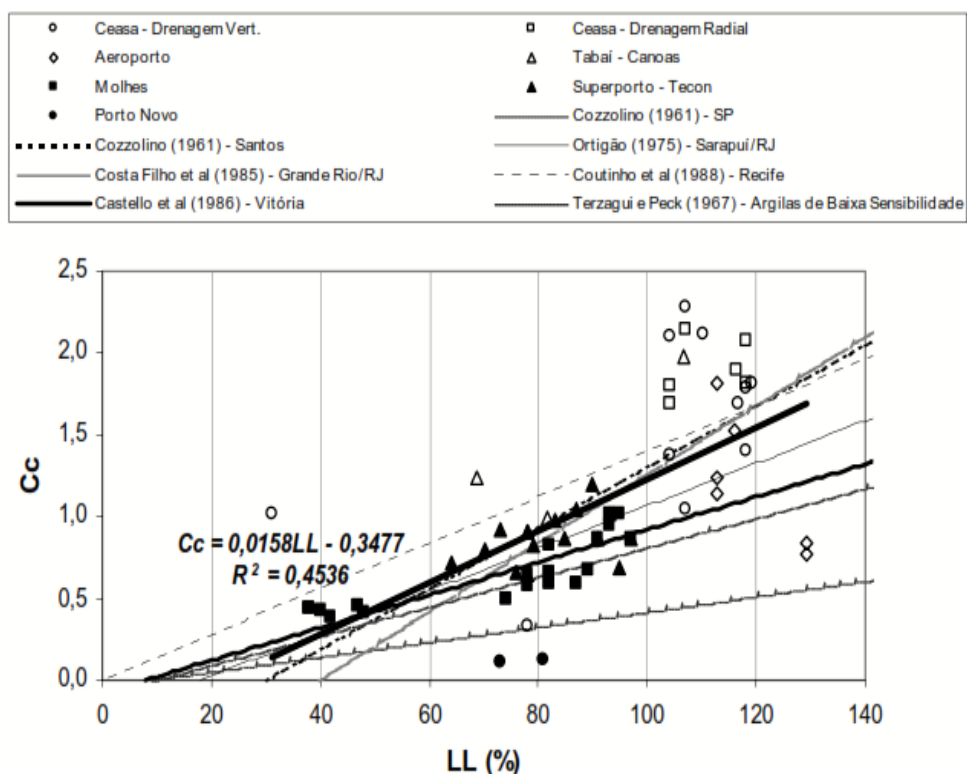


Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

Figura 62 - Correlação $C_c \times W_n$ do BD-RS



Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

Figura 63 - Correlação C_c x LL do BD-RS

Fonte: Hallal, Schnaid e Dias (2002).

Em síntese, o trabalho de Hallal, Schnaid e Dias (2002) mostrou-se muito interessante sobre o comportamento geotécnico do Rio Grande do Sul, destacando a diferença das propriedades dos solos analisados entre as regiões de Porto Alegre e Rio Grande.

No Nordeste brasileiro, Coutinho (1980) e Ferreira, Amorim Jr. e Coutinho (1986) publicaram importante estudo pioneiro de banco de dados da Planície do Recife. A luz da época, os autores procuraram, com espírito inovador, organizar todas as informações geotécnicas possíveis sobre as argilas orgânicas do Recife.

Além da apresentação e discussão dos dados de ensaios de campo e laboratório (composição química, caracterização, compressibilidade e resistência), importante ideia foi a primeira proposta dos perfis típicos da Planície do Recife (TABELA 13).

Tabela 13 - Perfis típicos da Planície do Recife

Solo	Perfil tipo IA			Solo	Perfil tipo IB			Solo	Perfil tipo II		
	Observada	Mais freq.	Valor médio		Observada	Mais freq.	Valor médio		Observada	Mais freq.	Valor médio
ATERRO	0 – 2	0 – 1	0,7	ATERRO	0 – 1	0 – 1	0,4	ATERRO	1 – 2	1 – 2	1
AREIA	1 – 15	1 – 8	5	AREIA	5 – 11	5 – 11	7	ARGILA	13 – 26	13 – 16	17
ARGILA	2 – 10	4 – 10	6	ARGILA	15 – 25	15 – 25	19				
AREIA	Limite da Sondagem			AREIA	Limite da Sondagem			AREIA	Limite de sondagem		

Fonte: Ferreira, Amorim Jr. e Coutinho (1986).

Sob uma visão mais abrangente, Genevois, Coutinho e Ferreira (1990) realizaram uma sistematização do Banco de Dados Geotécnicos do Recife. Para isso, realizaram uma estruturação das informações, dividindo os ensaios de campo (SPT, Vane, Cone, Prova de Carga Superficial, Prova de Carga Profunda) e ensaios de laboratório (caracterização, odométricos, cisalhamento direto e ensaios de compressão triaxial).

A partir de mais de 3000 dados de ensaios geotécnicos, a primeira versão do Banco de Dados Geotécnicos do Recife, agrupou informações de diversos tipos de perfis e estratos de solo. O projeto serviu como importante base para elaboração para elaboração da Carta Geotécnica de Recife (COUTINHO *et al.*, 1990).

Coutinho e Oliveira (1994); Coutinho *et al.* (1998); Coutinho, Oliveira e Santos (2000) e; Coutinho (2007) publicaram importante estudo sobre o comportamento geotécnico das argilas moles do Recife. Para tal, foi estruturado um Banco de Dados Geotécnicos específico desses solos (solos moles).

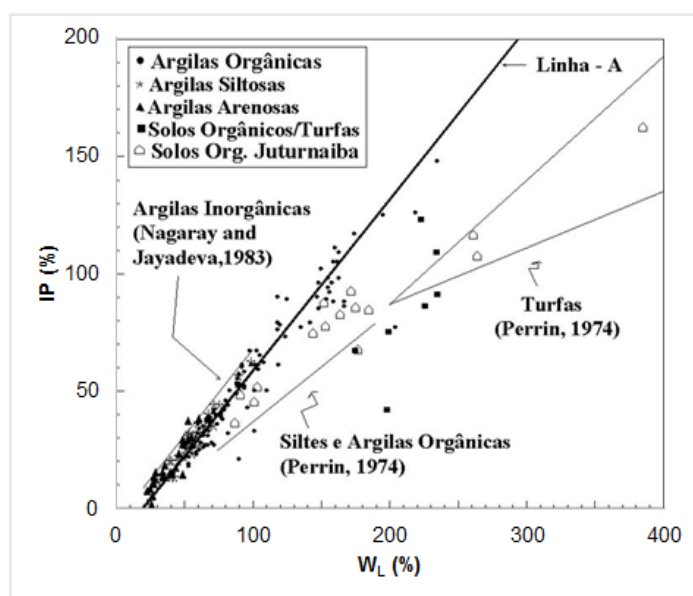
A partir da definição referencial de duas grandes áreas de pesquisa geotécnica, Clube Internacional (FIGURA 69) e Sesi-Ibura (FIGURA 70), juntamente com resultados de 50 áreas diferentes, Coutinho, Oliveira e Santos (2000) realizou diversas discussões que renderam contribuições para a geotecnia nacional e internacional, como as estimativas de parâmetros geotécnicos.

Coutinho, Oliveira e Santos (2000) apresentaram diversas correlações geotécnicas, aqui apresentadas de forma sucinta. Na Carta de Plasticidade de Casagrande, a nuvem de pontos concentrou-se em torno da linha A, com pequenas exceções de solos orgânicos em regiões confirmadas por outros autores (FIGURA 64).

Outra relação entre índices físicos apresentada por Coutinho, Oliveira e Santos (2000) foi entre a umidade natural (W_n) e o índice de vazios (e_0), a qual apresentou equação diferenciada para solos com umidades superiores a 200% (FIGURA 65).

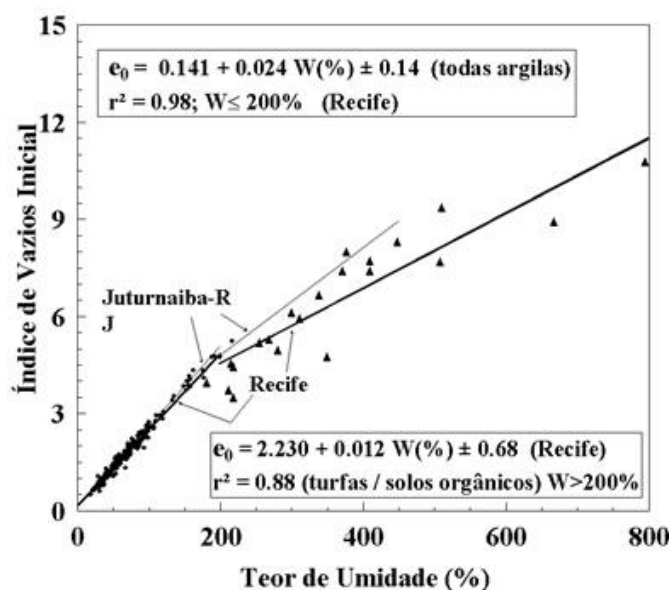
Quanto à compressibilidade, as correlações entre C_c , C_s e W_n apresentaram equações diferenciadas para resultados com umidades naturais superiores a 200% (FIGURA 66 e 67, respectivamente). Já a relação CR e W_n apresentou leve dispersão dos pontos, indicando possível curva superior aos resultados de Lambe e Whitman (1979), conforme Figura 68.

Figura 64 - Carta de Plasticidade de Casagrande para as argilas moles do Recife



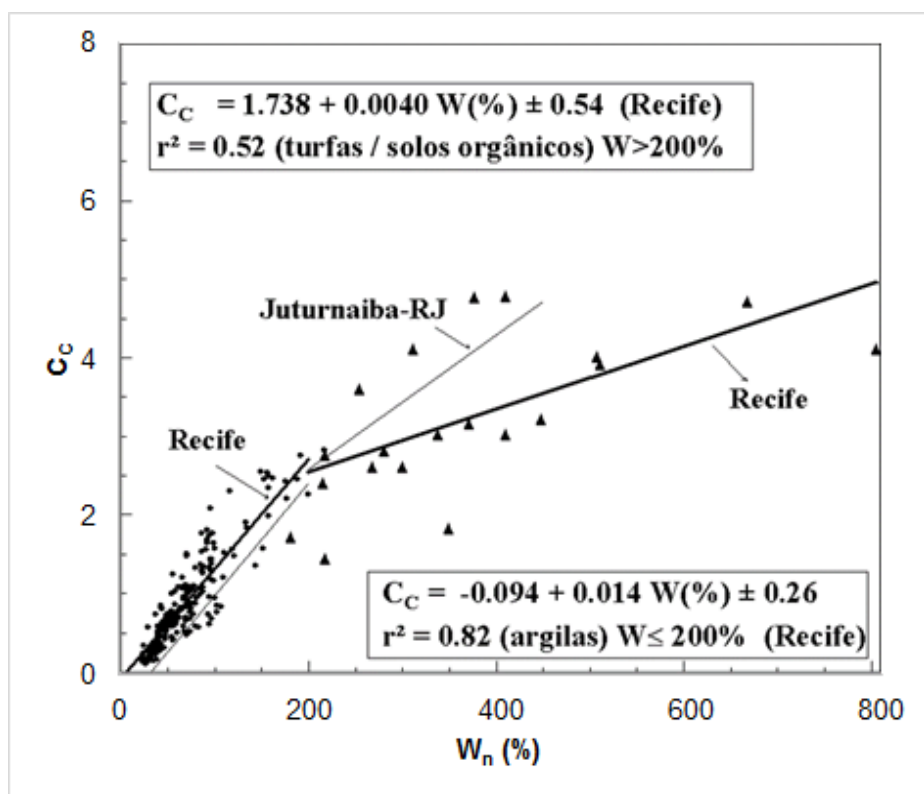
Fonte: Coutinho, Oliveira e Santos (2000).

Figura 65 - Relação e_0 e W_n para as argilas moles do Recife



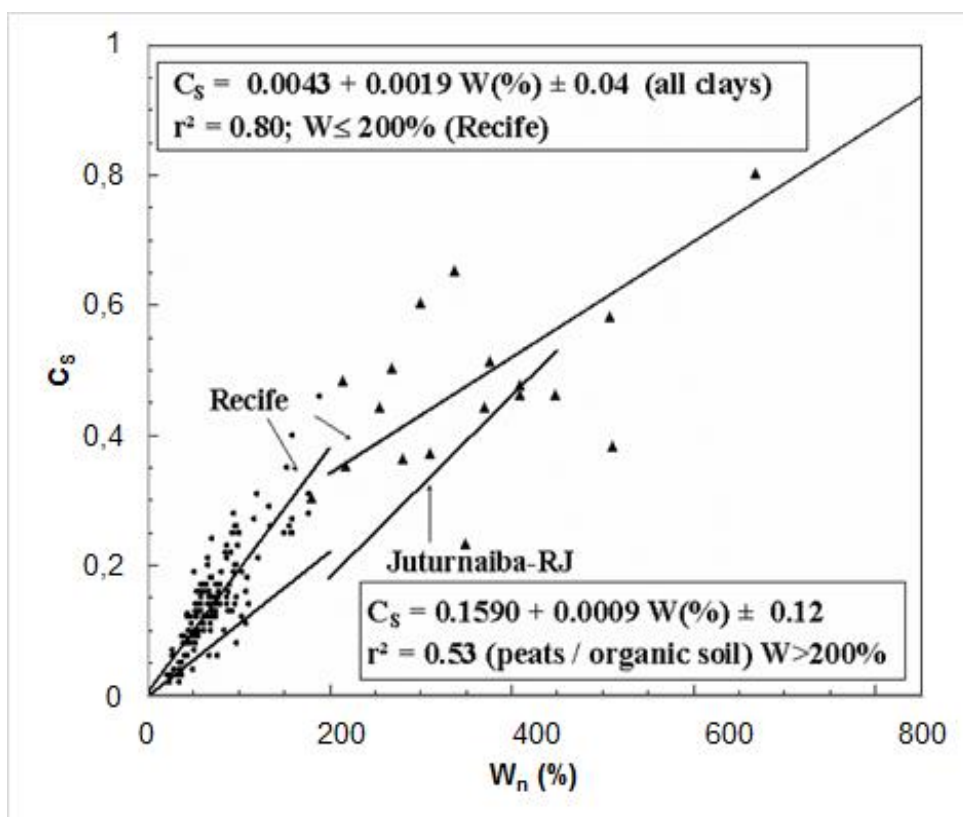
Fonte: Coutinho, Oliveira e Santos (2000).

Figura 66 - Relação C_c e W_n para as argilas moles do Recife



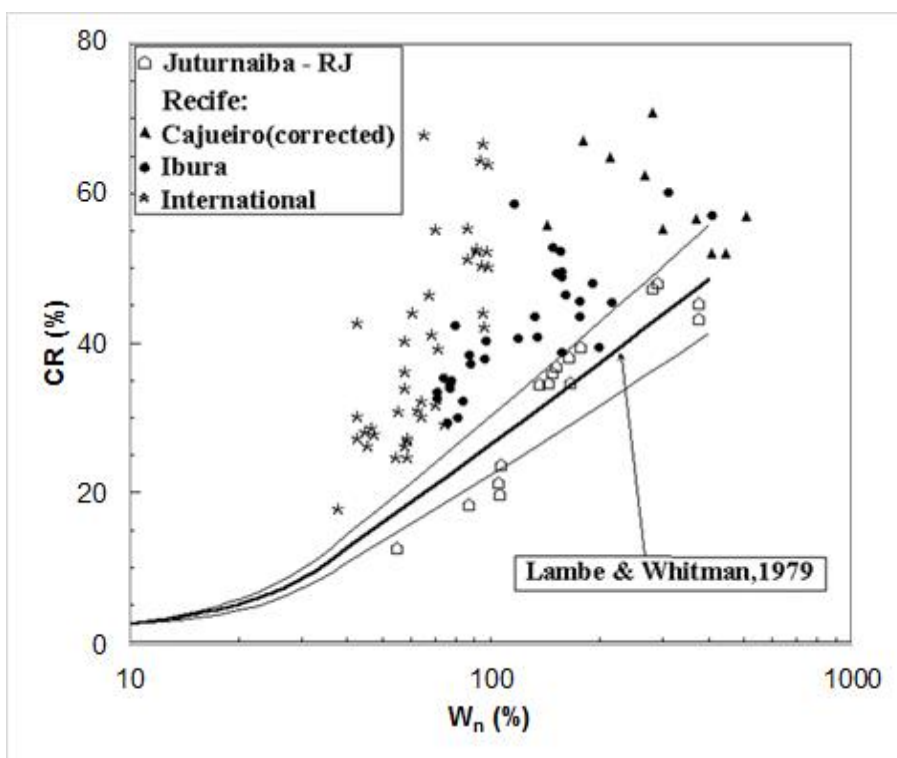
Fonte: Coutinho, Oliveira e Santos (2000).

Figura 67 - Relação C_s e W_n para as argilas moles do Recife



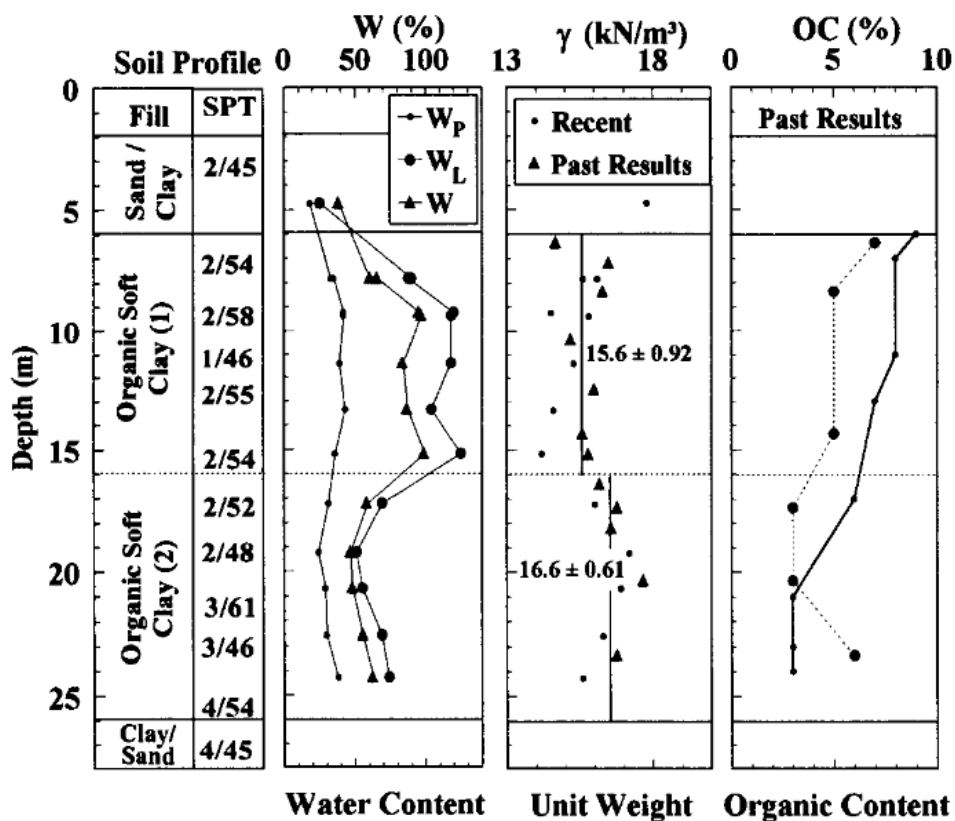
Fonte: Coutinho, Oliveira e Santos (2000).

Figura 68 - Relação CR e W_n para as argilas do Recife



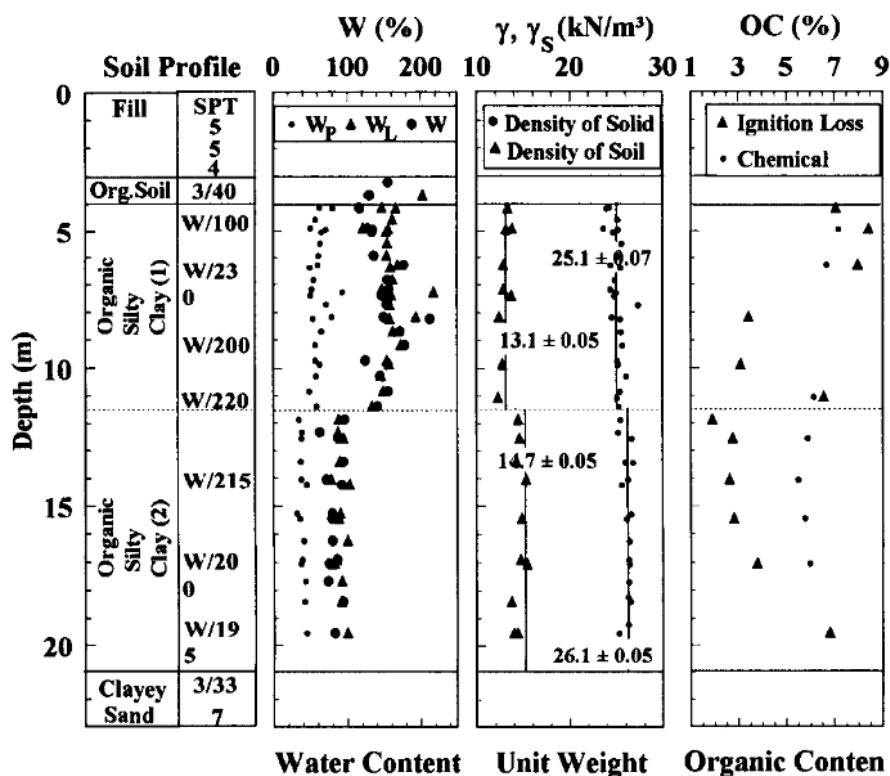
Fonte: Coutinho, Oliveira e Santos (2000).

Figura 69 - Resultados de caracterização do Clube Internacional



Fonte: Coutinho e Oliveira (1994).

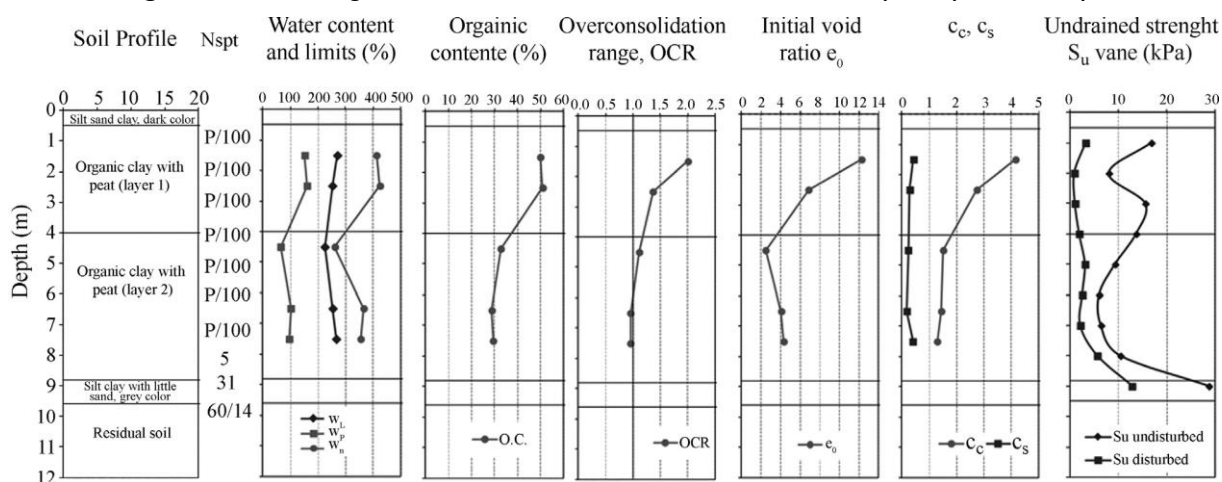
Figura 70 - Resultados de caracterização do Sesi-Ibura



Fonte: Coutinho *et al.* (1998).

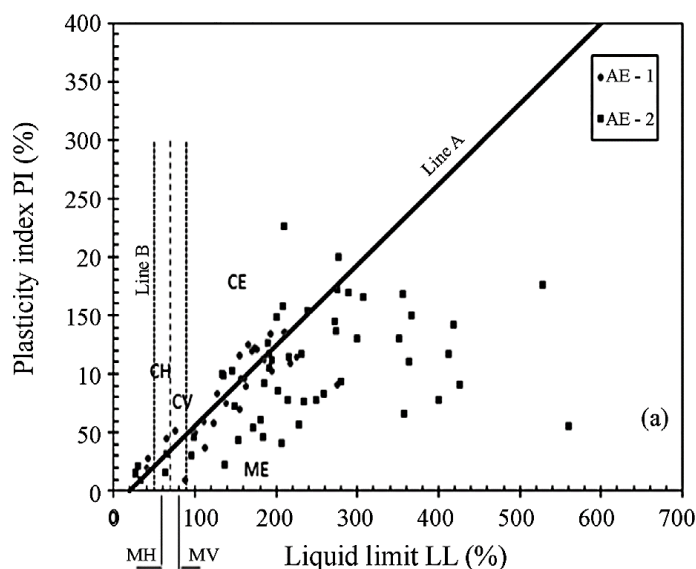
Ainda no estado de Pernambuco, no município de Ipojuca Bello (2011); Coutinho e Bello (2014) realizaram um estudo, no formato de Banco de Dados, com as características geotécnicas das argilas moles de Suape. São discutidos resultados de duas importantes áreas de estudo, incluindo ensaios de laboratório (caracterização, compressibilidade e resistência) e ensaios de campo (SPT, Vane e CPTu).

Umas das características das argilas moles de Suape, evidenciada pelos autores supracitados, é a ocorrência dominante de sedimentos de mangues virgens, com limites de Atterberg, índice de vazios inicial, teores de matéria orgânica, índices de compressão elevados e baixos valores de S_u , principalmente em pequenas profundidades (FIGURA 71).

Figura 71 - Perfil geotécnico de uma das áreas de estudo (AE-2), em Suape

Fonte: Coutinho e Bello (2014).

A carta de plasticidade evidenciou que grande parcela dos pontos se mantiveram abaixo da linha A, evidenciando, a partir da literatura, matéria orgânica nesses pontos, conforme Figura 72.

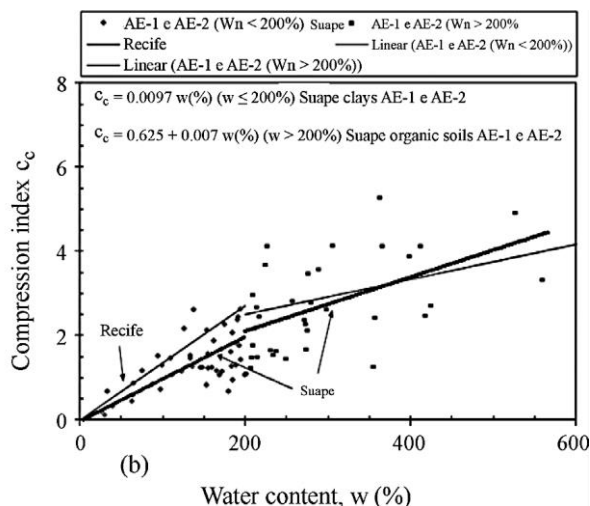
Figura 72 - Carta de plasticidade de Casagrande das argilas de Suape

Fonte: Coutinho e Bello (2014).

Utilizando as propostas de Robertson (1990) e Schneider *et al.* (2008), Coutinho e Bello (2014) discutiram a classificação do comportamento dos solos analisados. No ábaco de Robertson (1990), os resultados apresentaram tendência de crescimento do OCR (FIGURA 74), concordando com os ábacos de Schneider *et al.* (2008) e com os respectivos perfis de sondagem.

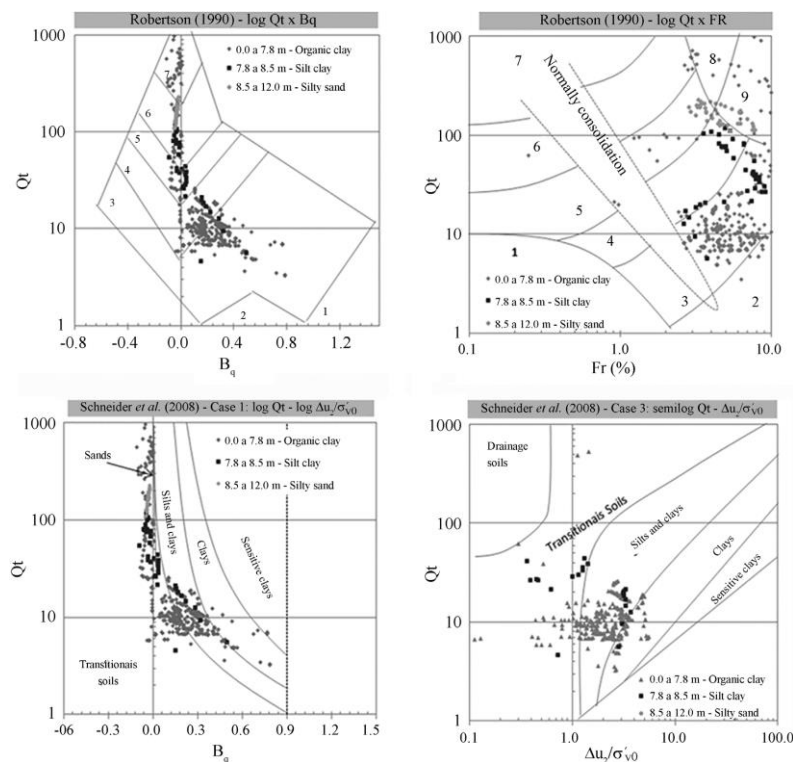
Foram realizadas também relações semi-empíricas com os parâmetros de compressibilidade corrigidos, comparando-as com resultados de Recife (COUTINHO *et al.* 1998) e Juturnaíba (COUTINHO e LACERDA, 1987). A relação C_c e $W_n(\%)$, $C_c = 0,0097W_n$, apresentou semelhante à proposta de Recife, apresentada por Coutinho *et al.* (1998), $C_c = 0,0126W_n$ (FIGURA 73).

Figura 73 - Relação C_c e W_n para as argilas de Suape



Water content, w (%)
 Fonte: Coutinho e Bello (2014).

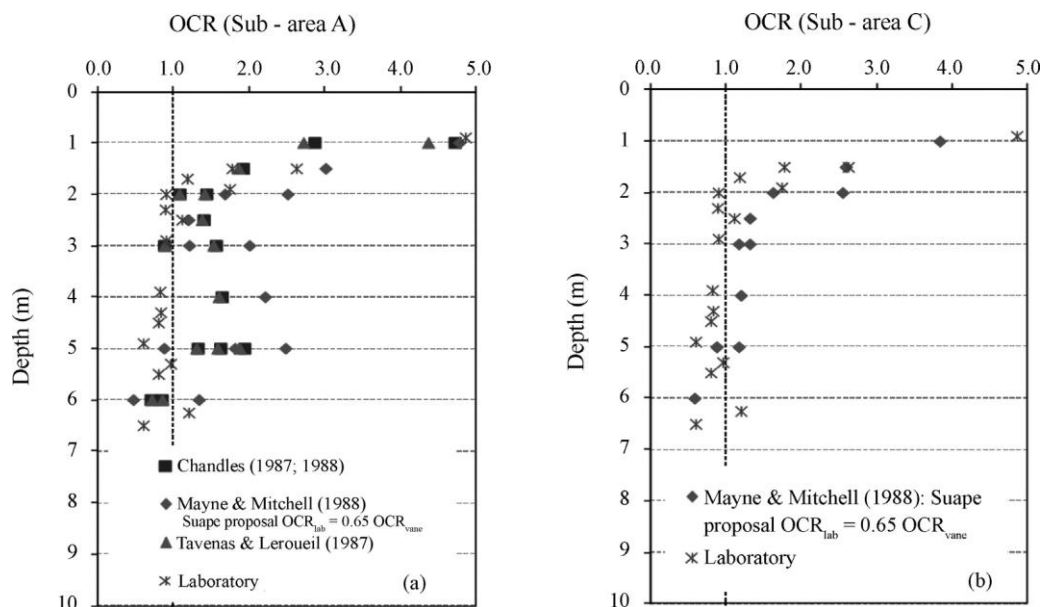
Figura 74 - Classificação do comportamento dos solos através de ensaios CPTu



Fonte: Coutinho e Bello (2014).

Quanto ao histórico de tensões, as estimativas de OCR apresentaram-se próximas aos resultados obtidos em laboratório (considerados como referência), evidenciando um pré-adensamento nas camadas superficiais com a tendência à unidade em profundidade superiores a dois metros, conforme Figura 75.

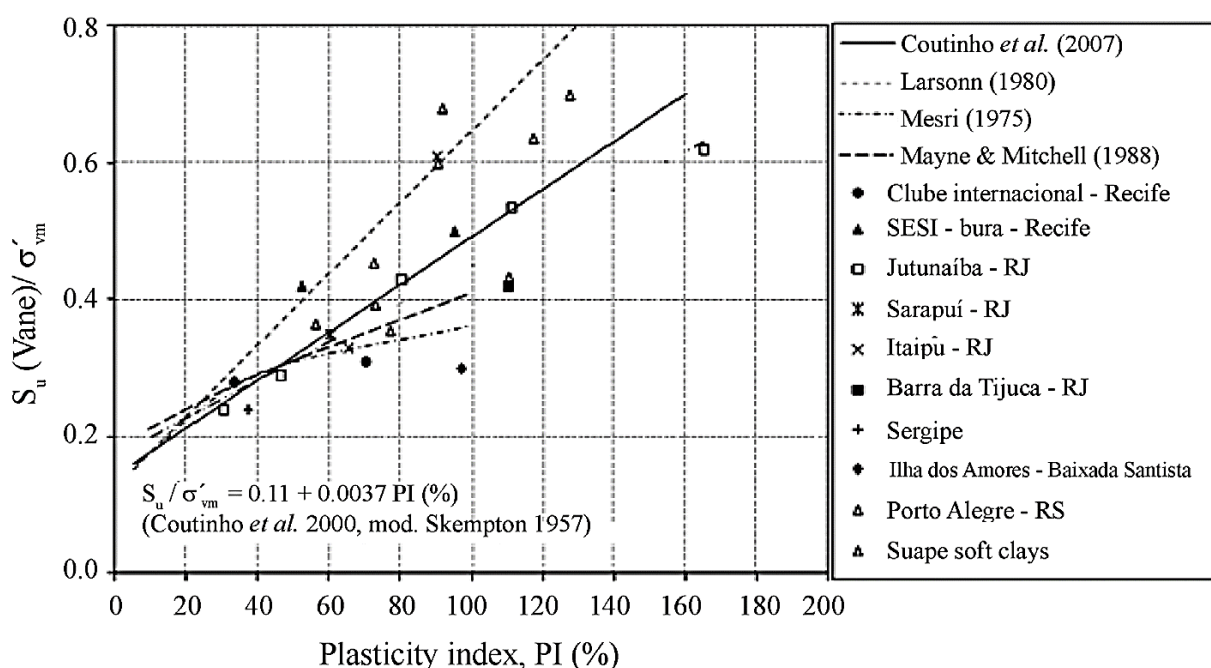
Figura 75 - Perfis de OCR das argilas de Suape



Fonte: Coutinho e Bello (2014).

Os resultados de S_u obtidos pelos ensaios de palheta, na condição normalizado, apresentaram abaixo da proposta de Larsson (1980) e acima da proposta de Coutinho *et al.* (1998), conforme Figura 76.

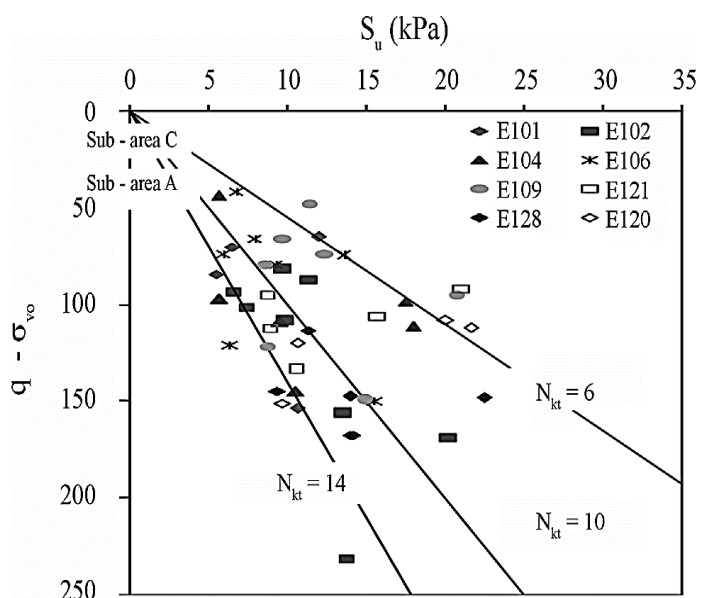
Figura 76 - Resistência não drenada normalizada e IP para as argilas de Suape



Fonte: Coutinho e Bello (2014).

Para as argilas de Suape, foi apresentado um estudo de N_{KT} , o qual variou de 6 a 14, com valor médio de 10, enquadrando-se na faixa de valor médio para argilas moles brasileiras de acordo com Coutinho e Schnaid (2010) (FIGURA 77).

Figura 77 - Estudo de N_{KT} das argilas moles de Suape



Fonte: Coutinho e Bello (2014).

5 METODOLOGIA

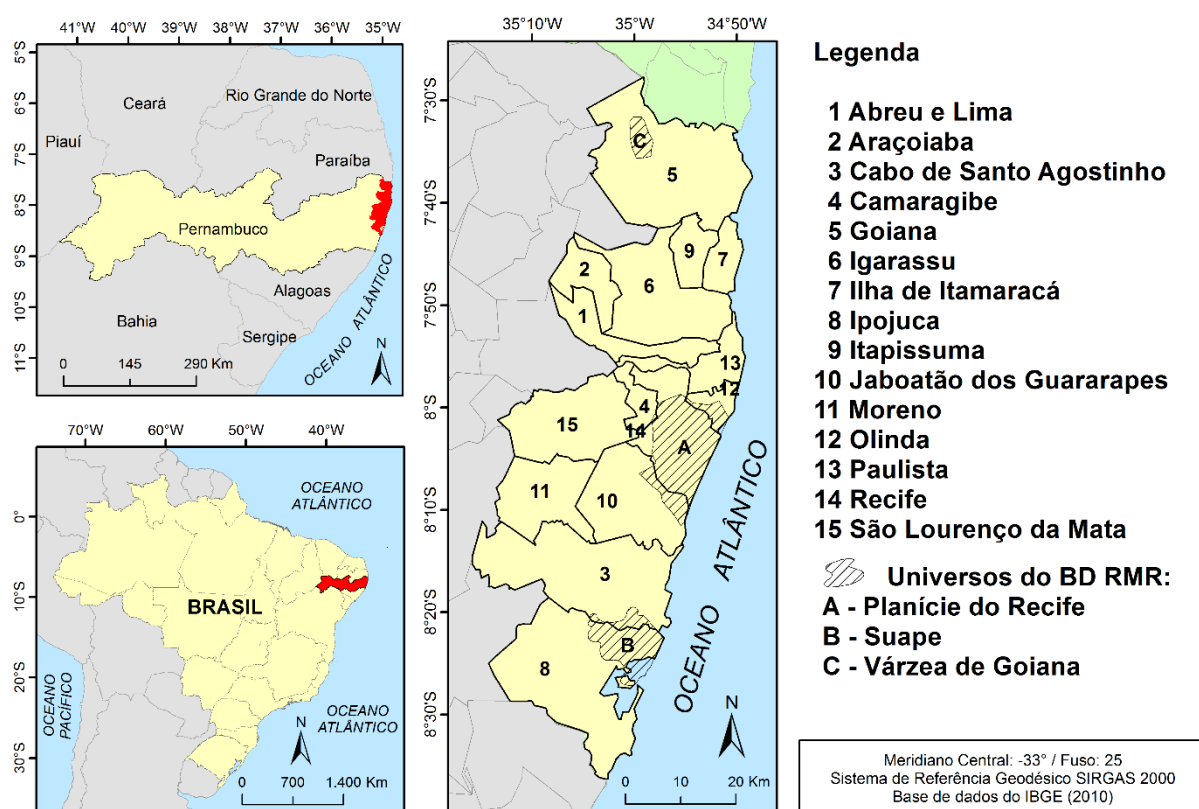
5.1 ÁREA DE ESTUDO

Nessa seção são apresentadas as características geográfico-políticas da Região Metropolitana do Recife (RMRecife), bem como as características geológicas dos universos abordados na pesquisa, de forma a contribuir para compreensão do contexto o qual os depósitos estudados estão inseridos.

5.1.1 Região Metropolitana do Recife (RMRecife)

A Região Metropolitana do Recife (RMRecife) abrange 15 municípios, com uma população de 4.044.948 habitantes (IBGE, 2017), é a maior aglomeração urbana do Norte-Nordeste, sendo a sexta maior do Brasil e enquadrando-se entre as 120 maiores do mundo (FIGURA 78). A maior concentração demográfica da RMRecife encontra-se entre os municípios de Jaboatão dos Guararapes, Olinda e Recife.

Figura 78 - Localização da RMRecife

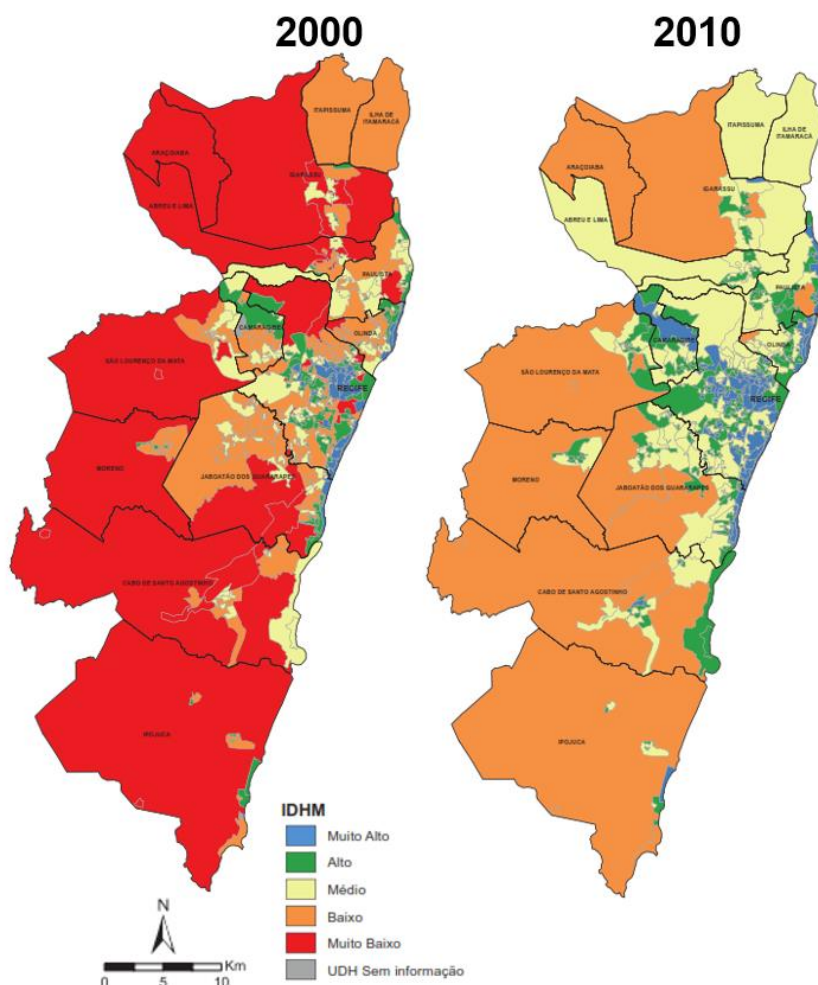


Fonte: O autor.

Um dos fatores que pode refletir o crescimento e desenvolvimento de aglomerações urbanas é o Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM). O Atlas do Desenvolvimento Humano nas Regiões Metropolitanas Brasileiras avaliou

esse fator na RMRecife, nos cenários de 2000 e 2010, conforme Figura 79. Essa análise mostrou que o IDHM baixo no cenário de 2010 não existe, corroborando para a discussão do rápido desenvolvimento dessa região.

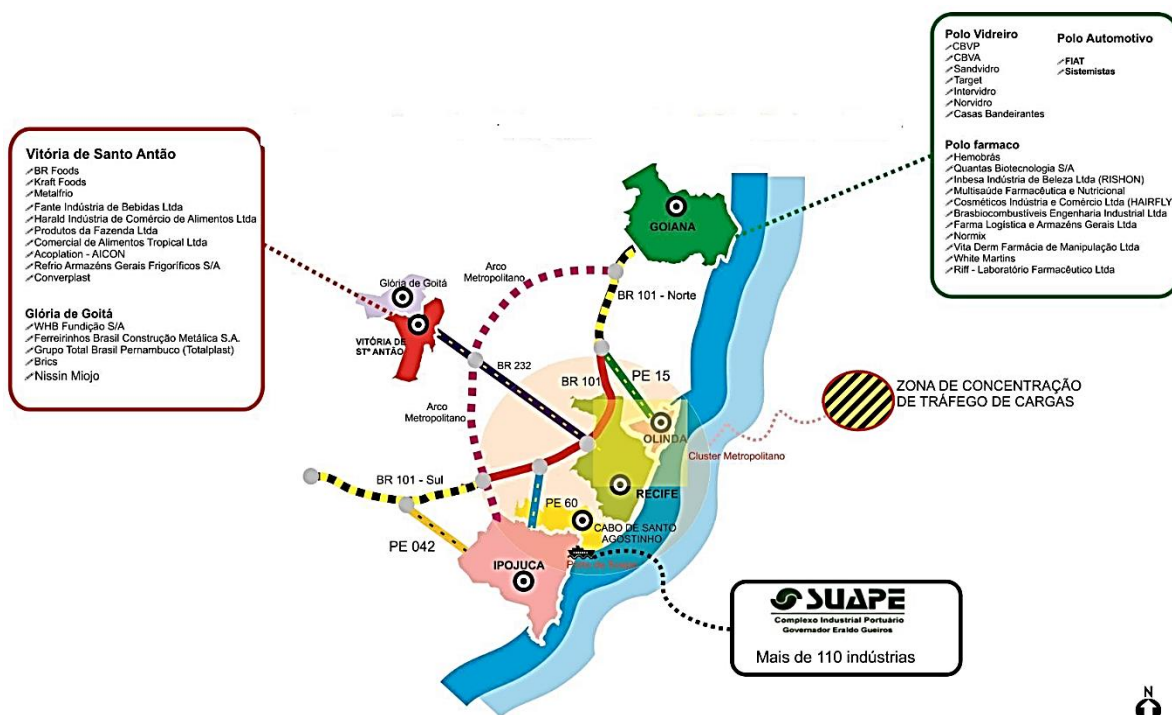
Figura 79 - IDHM da Região Metropolitana do Recife



Fonte: IPEA (2010).

Segundo Caruso Jr. (2014), na última década as maiores taxas de crescimento na RMRecife foram nos municípios de Ilha de Itamaracá (Norte) e Ipojuca (Sul). Em Ipojuca, esse crescimento pode ser justificado pela instalação do Complexo Industrial e Portuário de Suape, de infraestrutura e instituições de ensino destinado a formação de mão de obra qualificada. Nos municípios mais à Norte da RMRecife, a duplicação da BR-101, a instalação de polo videiro, polo automotivo e farmacoquímico justificam o crescimento e desenvolvimento dessa região (FIGURA 80).

Figura 80 - Empreendimentos de impacto da RMRecife



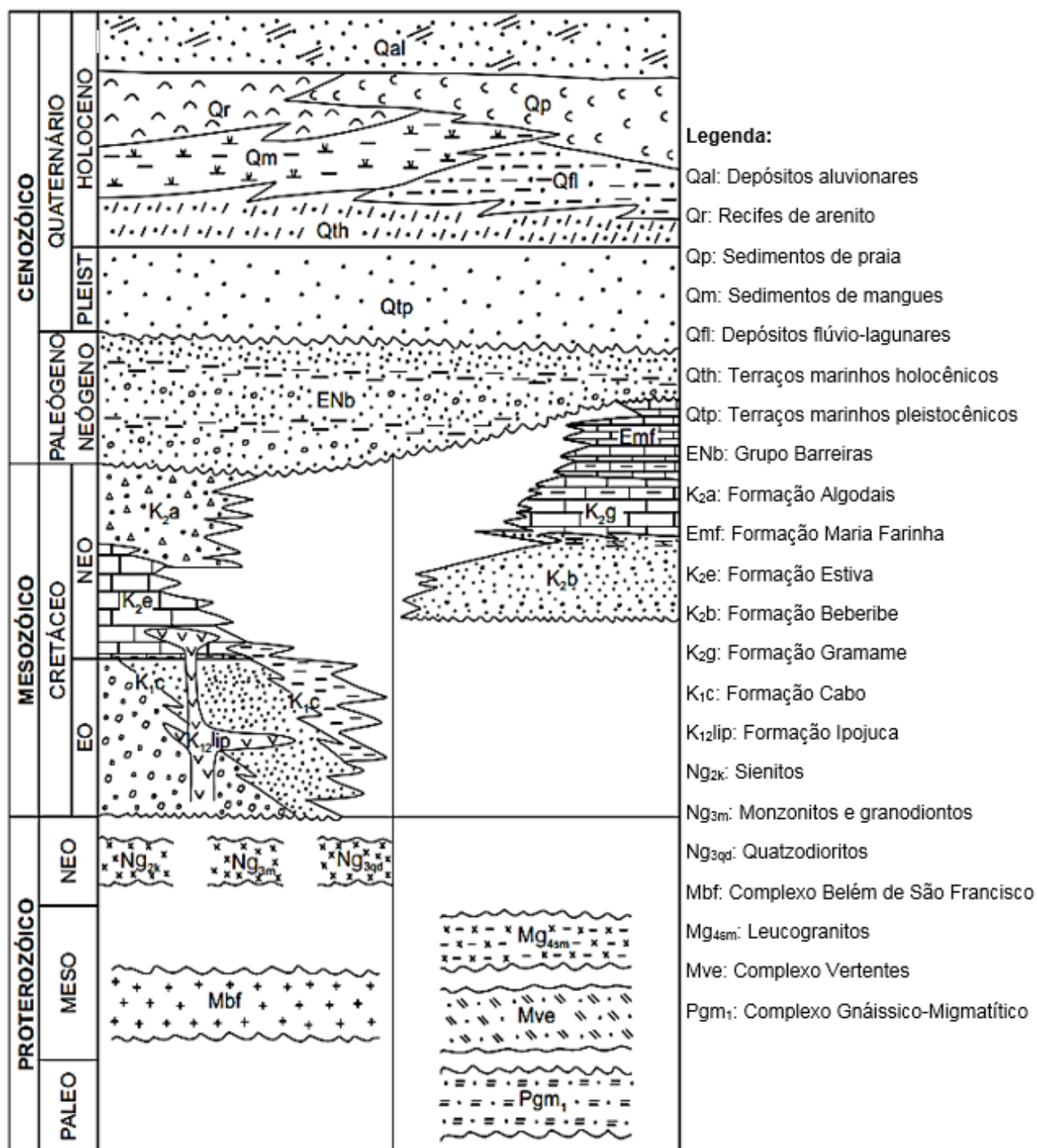
Fonte: Chaves (2013).

Todos os fatores citados refletem a pressão do uso e ocupação do solo, mesmo que em situações naturalmente desfavoráveis, como depósitos com a presença de solos moles.

Sob a ótica geológica, segundo Pfaltzgraff (2003), a RMRecife é constituída por rochas do embasamento cristalino, representadas por litótipos dos complexos Gnáissico-Migmatítico, Belém do São Francisco e Vertentes, além de granitóides diversos, aflorantes ou recobertas por sedimentos meso-cenozóicos das bacias sedimentares costeiras Paraíba-Pernambuco e do Cabo (FIGURA 81).

Para uma interpretação mais prática, no presente estudo foram analisadas três sub-regiões (áreas) importantes da RMRecife, aqui denominadas universos de análise: Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana.

Figura 81 - Coluna geológica esquemática da RMRecife



Fonte: Pfaltzgraff (2003).

5.1.2 Planície do Recife

Localizada na parte central da RMRecife, a Planície do Recife, termo definido para o presente trabalho, compreende toda a planície sedimentar quaternária localizada entre os municípios de Jaboatão dos Guararapes, Olinda e Recife.

A partir de Coutinho (1995), no contexto geológico seus limites são definidos a partir da seleção das seguintes unidades geológicas: terraço marinho pleistocênico, terraço marinho pleistocênico modificado, terraço marinho holocênico, depósitos flúvio-lagunares e manguezais, conforme Figura 82.

O Terraço Marinho Pleistocênico (Qp) é uma unidade geológica aplainada com cotas variando de 7 a 10 metros, em contraste com as encostas e morros que circundam a planície. Compreende a antiga praia com idade em torno de 120 mil anos (período Quaternário, época Pleistoceno), resultante da penúltima transgressão. Nessa unidade ocorrem areias quartzosas claras, em geral, incosolidadas (fofas) em superfície, tornando-se mais compactadas e escuras ao longo da profundidade, devido ao processo de formação de Podzol, no qual o ácido húmico e óxido de ferro cimentam os grãos, gerando coesão e, conseqüentemente, maior resistência (COUTINHO, 1995).

O Terraço Marinho Pleistocênico Modificado (Qpm) corresponde a parte da antiga praia pleistocênica que foi intensamente alterada pela influência fluvial (rios). Os perfis de solo são muito heterogêneos, ocorrendo ora areias retrabalhadas, ora depósitos de argilas moles, orgânicas, devido deposição nas áreas de inundação dos rios (COUTINHO, 1995). Destaca-se nessa unidade a forte influência de dois grandes rios que atravessam a Planície do Recife, o Beberibe e o Capibaribe.

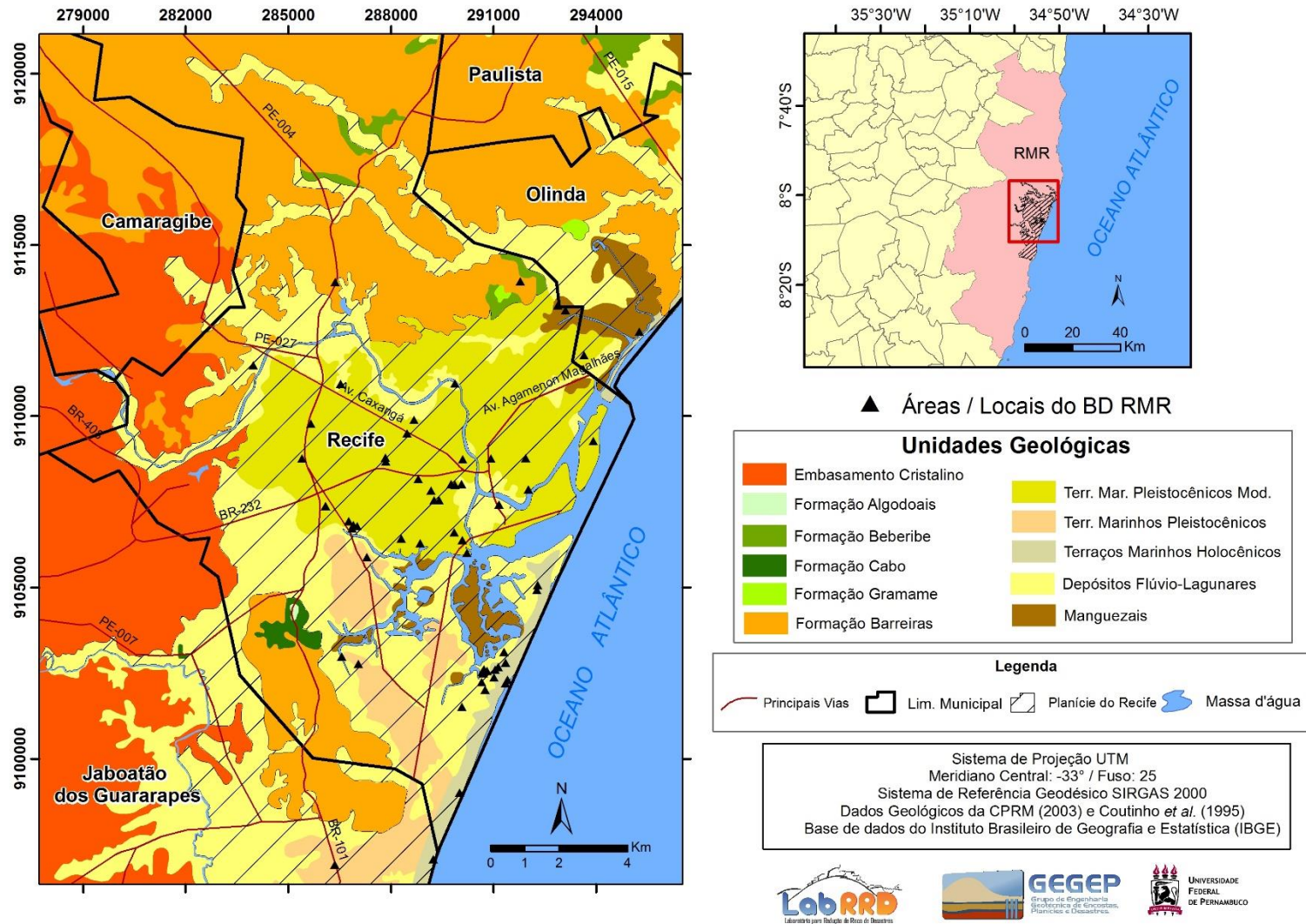
O Terraço Marinho Holocênico (Qh) compreende a unidade marinha mais recente, aproximadamente 5 mil anos (período Quaternário, época Holoceno), situada na atual faixa praiana, resultante da última transgressão. Tem como principal característica a ausência de cimentação dos grãos arenosos, mesmo em profundidade, e a ocorrência de camadas de fragmentos de conchas (COUTINHO, 1995).

Os Depósitos Flúvio-Lagunares (Qfl) agrupam os aluviões e sedimentos lagunares, deltaicos e estuarianos antigos e recentes. Os aluviões são, em geral, dominados por sedimentos arenosos ocorrendo sedimentos argilosos com matéria orgânica, muitas vezes espessos, nas áreas de inundação fluvial. Os sedimentos lagunares, deltaicos e estuarianos apresentam composição heterogênea, mas principalmente com composição argilosa e orgânica, podendo ocorrer camadas de turfas nas áreas de antigos lagos ou rios com baixa velocidade de fluxo (COUTINHO, 1995).

Os Manguezais (Qm) são áreas mais rebaixadas, com forte influência biológica (vegetal e animal), encaixada entre os terraços marinhos, que ocorrem sedimentos argilo-siltosos com muita matéria orgânica. Diferenciam-se dos depósitos flúvio-lagunares por sua importância ambiental e por constituírem ecossistemas muito frágeis (COUTINHO, 1995).

No atual BD, a Planície do Recife apresenta 64 locais/áreas com resultados de ensaios de campo e laboratório, sendo destes, 57 em Recife, 02 em Olinda e 05 em Jaboatão dos Guararapes.

Figura 82 - Geologia da Planície do Recife



Fonte: O autor a partir de Coutinho (1995).

5.1.3 Suape

Suape contempla os locais/áreas de investigações geotécnicas localizados no Complexo Industrial Portuário de Suape, abrangendo os limites dos municípios de Ipojuca e Cabo de Santo Agostinho. Esse universo de análise possui 8 pontos, sendo 01 em Cabo de Santo Agostinho e 07 em Ipojuca. É importante registrar que cada área pode possuir mais de um ponto.

Quanto ao contexto geológico, Suape apresenta 12 unidades geológicas: Gr Barreiras, Fm Cabo, Fm Algodóias, Fm Ipojuca, Fm Maria Farinha, Depósitos aluvionares, Terraços marinhos pleistocênicos, Sedimentos de mangues, Compl. Belém S Fco, Monzonitos e granodioritos, Recifes de Arenito e Sedimentos flúvio-lagunares.

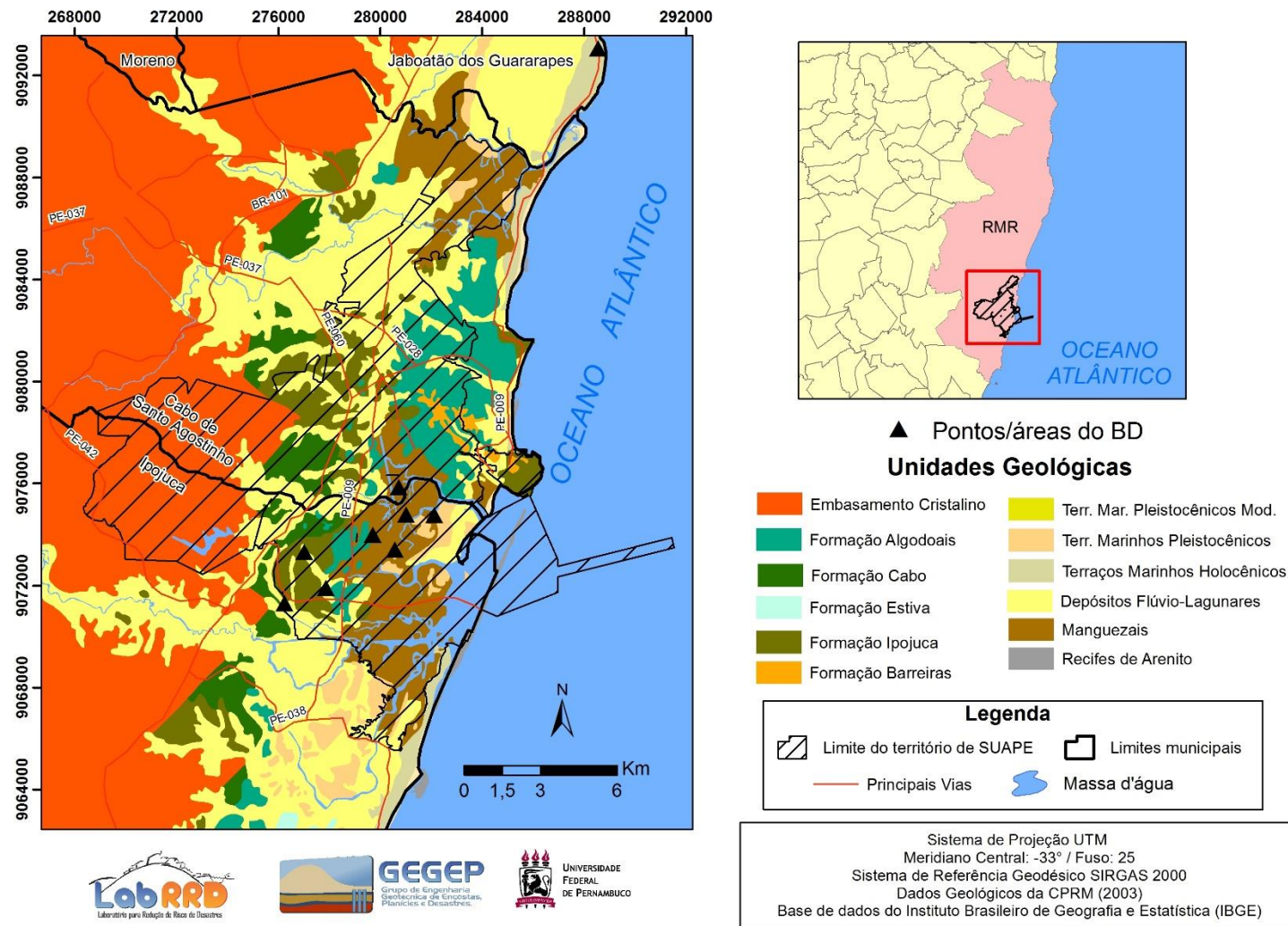
Conforme Figura 83, os pontos do BD abrangeram as unidades Sedimentos flúvio-lagunares e Sedimentos de mangues, descritos conforme Tabela 14.

Tabela 14 - Descrição das unidades geológicas

Unidade geológica	Descrição
Depósitos aluvionares	Sedimentos de caráter arenoso a areno-argiloso
Sed. Flúvio-lagunares	Areias finas, siltes, argilas, vasas diatomáceas e turfas
Terraços marinhos holocênicos	Areias quartzosas selecionadas de granulometria fina, com ocorrência de restos de conchas
Terraços marinhos pleistocênicos	Areias quartzosas de granulometria variando de fina a média, geralmente rica em matéria orgânica
Sedimentos de mangue	Argilas, siltes, areias finas, carapaças silicosas de diatomáceas, espículas de espongiários, restos orgânicos e conchas (CALDASSO <i>et al.</i> , 1981)

Fonte: Adaptado de Pfaltzgraff (2003).

Figura 83 - Geologia de Suape



Fonte: O autor a partir de Pfaltzgraff (2003).

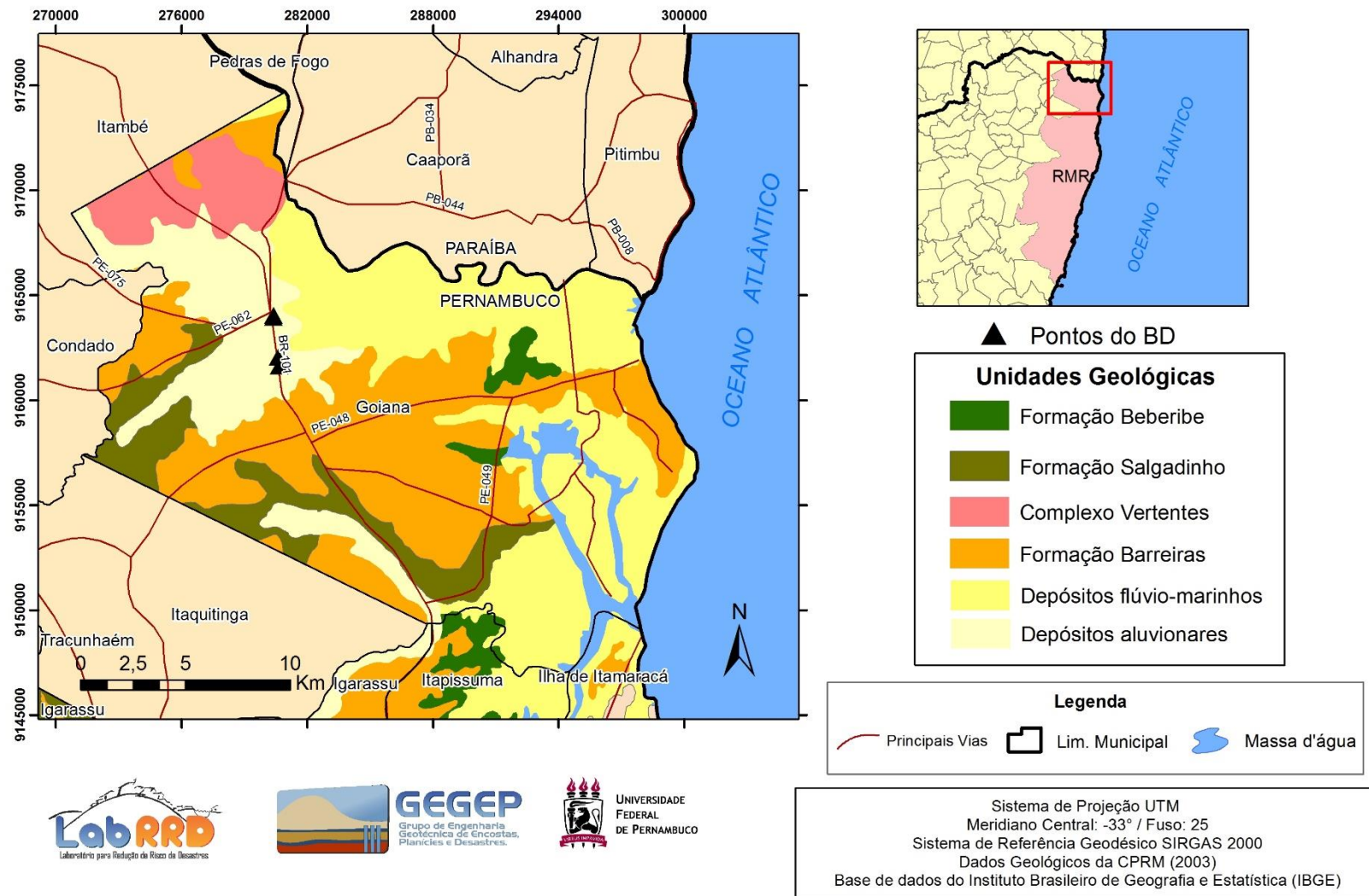
5.1.4 Várzea de Goiana

Localizada na parte mais à Norte da RMRecife, a Várzea de Goiana contempla pontos de investigações geotécnicas para o projeto dos aterros da duplicação da BR-101 localizados no município de Goiana. Esse universo possui 05 pontos cadastrados, localizados conforme Figura 84. Todos os resultados desse universo foram fruto do trabalho de Souza (2018).

Cortada pelos rios Tracunhaém, Capibaribe Mirim e Goiana, nessa área ocorrem sedimentos quaternários de origem marinha, fluvial ou mista, os quais possuem relação com as oscilações do nível do mar ocorridas ao longo desse período geológico (CPRH, 2003).

Sob o contexto geológico, todos os pontos do BD nesse universo de análise estão sobre Depósitos Aluvionares, os quais abrangem sedimentos inconsolidados, como areia, cascalho, silte, argila e turfa (PFALTZGRAFF, 2003).

Figura 84 - Geologia da Várzea de Goiana



Fonte: O autor a partir de IBGE (2010) e Pfaltzgraff (2003).

5.2 ESTRUTURA DO BANCO DE DADOS DA RMRecife

Em um Banco de Dados (BD), uma boa estrutura é imprescindível para melhor interpretação e discussão das informações. O BD em questão foi subdividido em informações gerais, resultados de ensaios de campo, resultados de ensaios de laboratório e interpretações. A seguir serão descritos cada elemento estrutural do atual BD.

5.2.1 Informações Gerais

Constitui o primeiro formulário de cadastro do BD. As informações de cada ponto a serem cadastradas são: ID; Latitude; Longitude; Cert./Ano; Logradouro; Bairro; Cidade; Tipo de trabalho; Fonte; Empresa Solicitante; Empresa de Sondagem; Quant. Amostra; Tipo de amostra/ Diâmetro; Ensaios; Camada Mole (m); Quant de Sondagens.

Nesse formulário, cada ponto recebe uma numeração identificadora, “ID”, a qual será transposta para os demais formulários. Os pontos cadastrados até o presente seguiram a ordem cronológica de cadastro. Cadastrados 82 pontos, o BD das argilas moles/médias da RMRecife constitui importante fonte de experiências geotécnicas desse tipo de solo.

Além do “ID”, importantes informações são cadastradas nesse formulário, como as coordenadas geográficas, tipo de trabalho, as empresas solicitante e de sondagem, ensaios realizados e a espessura da camada de solo mole.

Cada ponto do BD recebeu uma classificação quanto “tipo de trabalho”. Locais/áreas de estudo que foram submetidas a investigações geotécnicas específicas, com ensaios especiais, com rigor e objetivo puramente científico foram classificados com “Pesquisa”. Locais/áreas que possuíam investigações geotécnicas tradicionais, mas com algumas especificações diferenciadas, com rigor científico e objetivo prático/profissional, em geral, frutos de investigações para projetos, foram classificados como “Prático/Pesquisa”. Locais/áreas que foram submetidas a investigações tradicionais, com rigor e objetivo prático/profissional foram classificados como “Prático”. A Tabela 15 apresenta as principais informações desse formulário.

Tabela 15 - Informações gerais do BD. *continua*

ID	Longitude	Latitude	Logradouro	Bairro	Cidade	Tipo de trabalho	Fonte
1	-34,907036	-8,077732	Viaduto sobre 2a Perimetral	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
2	-34,912308	-8,069218	R. Escritor Álvaro Lins	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
3	-34,903668	-8,083138	R. Francisco Silveira, 38	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
4	-34,893143	-8,116758	Av. Boa Viagem, 3058-B	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
5	-34,88502	-8,091715	Av. Domingos Ferreira, 186	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
6	-34,905254	-8,123777	R. Ten. Domingos de Brito	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
7	-34,888042	-8,058243	Av. Cde da Boa Vista (BNB)	Boa Vista	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
8	-34,889266	-8,011574	2a Perimetral	Cajueiro	Recife	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP
9	-34,932657	-8,11239	R. Alhandra, 21 (galpão ind.)	Ibura	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
10	-34,870123	-8,053867	Porto do Rec. - Parque Cont.	São José	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
11	-34,911062	-8,069233	R. Joinvile esq. c/ R. Pistóia	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
12	-34,916104	-8,08056	R. São Miguel, 1080	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
13	-34,904943	-8,079788	R. da Paz	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
14	-34,90505	-8,065038	R. Tabaiaras	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
15	-34,899055	-8,119315	R. Dália, junto ao no 1336	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
16	-34,895534	-8,113367	R. Pe Bernard. Pessoa, 337	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
17	-34,899938	-8,117343	R. Prof. Júlio Ferreira Melo	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
18	-34,899543	-8,114957	R. Mamanguape, j. ao 641	Boa Viagem	Recife	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP

Tabela 15 – Informações gerais do BD. *Continuação.*

ID	Longitude	Latitude	Logradouro	Bairro	Cidade	Tipo de trabalho	Fonte
19	-34,899385	-8,113945	R. M. N. Hungria esq. A. Falcão	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
20	-34,899765	-8,114563	R. Mamanguape, j. ao no 669	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
21	-34,898543	-8,114346	R. Antônio Falcão, 651	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
22	-34,89358	-8,117669	Av. Boa Viagem, 3170	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
23	-34,885193	-8,093052	Av. D. Ferreira, j. ao no. 346	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
24	-34,905961	-8,146507	Av. Boa Viagem, 6590	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
25	-34,913173	-8,066704	Est. Bongí c/ R. Prof. C. Malzac	Bongí	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
26	-34,919568	-8,200235	R. Profa. Eneida Rabelo	Candeias	Jaboatão dos Guararapes	Prático	Rel. técnico/GEGEP
27	-34,919424	-8,051585	Av. Caxangá (S. Nova Vida)	Caxangá	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
28	-34,944958	-8,048931	Terreno da Sudene	CDU	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
29	-34,887381	-8,066509	R. 24 de Abril c/ R. Coqueiros	Coelhos	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
30	-34,895136	-8,070505	Coque	Coque	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
31	-34,930245	-8,084196	Est. Sta. Luzia (metrô)	Estância	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
32	-34,857791	-8,025	Ilha Maruim	Ilha Maruim	Olinda	Prático	Rel. técnico/GEGEP
33	-34,936997	-8,038429	R. Virgínio Marques	Iputinga	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
34	-34,904774	-8,058431	R. Benfica (Clube Intern.)	Madalena	Recife	Pesquisa	Relatório CNPq/GEGEP
35	-34,921146	-8,079347	Estação Mangueira (metrô)	Mangueira	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
36	-34,916482	-8,063667	R. Potira junto ao no 269	Prado	Recife	Prático	Relatório técnico/GEGEP

Tabela 15 – Informações gerais do BD. *Continuação.*

ID	Longitude	Latitude	Logradouro	Bairro	Cidade	Tipo de trabalho	Fonte
37	-34,906656	-8,038423	Próximo ao Rio Capibaribe	Torre	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
38	-34,917615	-8,048014	R. Souza Bandeira	Torre	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
39	-34,939144	-8,165291	BR - 101 Sul, Km 16	Prazeres	Jaboatão dos Guararapes	Prático	Rel. técnico/GEGEP
40	-35,031382	-8,280243	Chimbi	Chimbi	Cabo de Santo Agostinho	Prático	Rel. técnico/GEGEP
41	-34,89667	-8,116131	R. Mamanguape, 277	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
42	-34,872421	-8,031157	Av. Andrade Bezerra s/ no (NSV)	Salgadinho	Olinda	Prático	Rel. técnico/GEGEP
43	-34,925223	-8,058	Av. Gal. San Martin, 1000	Bongi	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
44	-34,91932	-8,187293	Av. B V de Melo esq Na Sra Loreto	Piedade	Jaboatão dos Guararapes	Prático	Rel. técnico/GEGEP
45	-34,913041	-8,164028	Av. Beira Mar, 1054	Piedade	Jaboatão dos Guararapes	Prático	Rel. técnico/GEGEP
46	-34,896409	-8,114067	R. D. Maria Carolina, 354	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
47	-34,893989	-8,1094	R. Aviador Severiano Lins, 341	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
48	-34,937076	-8,110415	Av. Dois Rios, 228	Ibura	Recife	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP
49	-34,907841	-8,064966	Estrada dos Remédios	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
50	-34,919004	-8,185732	Av. B. Vieira Melo j. ao 2016	Piedade	Jaboatão dos Guararapes	Prático	Rel. técnico/GEGEP
51	-34,906789	-8,065246	R. Tabaiaries, 150	Afogados	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
52	-34,925081	-8,058985	Av. Gen. San Martin (correio)	Bongi	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
53	-34,960119	-8,033419	Cemitério Parque 7 Torres	Várzea	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP
54	-34,893635	-8,112258	R. P. José Brandão, 271/Dom. Ferreira	Boa Viagem	Recife	Prático	Rel. técnico/GEGEP

Tabela 15 – Informações gerais do BD. *Continuação.*

ID	Longitude	Latitude	Logradouro	Bairro	Cidade	Tipo de trabalho	Fonte
55	-34,947369	-8,058097	CRCN / UFPE	Cidade Universitária	Recife	Pesquisa	Soares (2006)
56	-35,000661	-8,372278	SUAPE / AE-1	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP
57	-35,018982	-8,375817	SUAPE / AE-2	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP
58	-34,87728	-8,019311	Ilha 1 /Chão de estrelas	Peixinhos	Recife	Prático/Pesquisa	Cadete (2016)
59	-34,879307	-8,017916	Ilha 2 /Chão de estrelas	Peixinhos	Recife	Prático/Pesquisa	Cadete (2016)
60	-35,032188	-8,396512	Acesso ZIP - ilha 1	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP
61	-35,032188	-8,396512	Acesso ZIP - ilha 2	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP
62	-	-	HMR - SPT 108	Curado	Recife	Prático/Pesquisa	Serafim (2017)
63	-	-	HMR - SPT 109	Curado	Recife	Prático/Pesquisa	Serafim (2017)
64	-34,974891	-8,358499	Ponte sobre o rio Massangana	Complexo Portuário	Cabo de Santo Agostinho	Prático	Rel. técnico/GEGEP
65	-34,981409	-8,381655	Ponte sobre o rio Tatuoca	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático	Rel. técnico/GEGEP
66	-34,992631	-8,331508	Acesso à ilha de Cocaia	Complexo Portuário	Cabo de Santo Agostinho	Prático	Rel. técnico/GEGEP
67	-34,990954	-8,342564	Acesso à ilha de Cocaia	Complexo Portuário	Cabo de Santo Agostinho	Prático	Rel. técnico/GEGEP
68	-34,897222	-8,058333	Fundaj	Derby	Recife	Prático/Pesquisa	Cabrera e Valdes (1974)
69	-34,990561	-7,558164	SP-11 (E3354) - Aterro 2 - BR101	Várzea de Goiana	Goiana	Prático/Pesquisa	Souza (2018)
70	-34,990447	-7,559061	SP-12 (E3359) - Aterro 3 - BR101	Várzea de Goiana	Goiana	Prático/Pesquisa	Souza (2018)

Tabela 15 – Informações gerais do BD. *Continuação.*

ID	Longitude	Latitude	Logradouro	Bairro	Cidade	Tipo de trabalho	Fonte
71	-34,988189	-7,579208	SP-15 (E34000) - Aterro 4 - BR101	Várzea de Goiana	Goiana	Prático/Pesquisa	Souza (2018)
72	-34,988575	-7,576319	SP-20 (E3455) - Aterro 4 - BR101	Várzea de Goiana	Goiana	Prático/Pesquisa	Souza (2018)
73	-34,988092	-7,579933	SP-22 (E3475) - Aterro 5 - BR101	Várzea de Goiana	Goiana	Prático/Pesquisa	Souza (2018)
74	-34,992811	-8,377531	Cluster Naval - Ilha 1, 2, 3	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Freire (2016)
75	-34,978742	-8,365457	Cluster Naval - Ilha 4	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Freire (2016)
76	-34,991267	-8,35549	Cluster Naval - Ilha 5	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Freire (2016)
77	-34,988778	-8,365257	Cluster Naval - Ilha 6	Complexo Portuário	Ipojuca	Prático/Pesquisa	Freire (2016)
78	-34,932762	-8,076029	Shopp. Jiquiá V1 - SP-02	Curado	Recife	Prático	Rel. técnico/Gusmão Eng.
79	-34,935033	-8,074633	Shopp. Jiquiá V2 - SP-21	Curado	Recife	Prático	Rel. técnico/Gusmão Eng.
80	-34,934132	-8,076608	Shopp. Jiquiá V3 - SP-27	Curado	Recife	Prático	Rel. técnico/Gusmão Eng.
81	-34,933814	-8,075668	Shopp. Jiquiá V4 - SP-41	Curado	Recife	Prático	Rel. técnico/Gusmão Eng.
82	-34,938299	-8,011541	Galpão BR-101 - Bello (2004)	Dois Irmãos	Recife	Prático/Pesquisa	Rel. técnico/GEGEP

Fonte: O autor.

5.2.2 Ensaios de Campo

Essa subdivisão do BD é composta por cinco formulários, correspondentes aos resultados de ensaios de campo disponíveis: Sondagem SPT; Ensaio de palheta; Piezocone (CPTu); Pressiômetro de Menárd (MPM) e; Dilatômetro (DMT).

Cada linha, de cada formulário, corresponde a um resultado de determinada profundidade do respectivo ensaio. O formulário Sondagem SPT baseia-se no cadastro dos seguintes itens: ID; Faixa de prof.; Prof. Méd.; Chamada; Classificação; Consistência; N.A.; N_{SPT} e; Rel. sond. A classificação táctil-visual, a consistência, o N_{SPT} e o nível de água (N.A.) constituem as informações mais importantes desse formulário. Além dos dados citados, tal formulário permite acesso ao relatório de sondagem original.

O formulário Ensaio de palheta é constituído pelo cadastro das seguintes informações: Furo; ID; Prof.; Rot.IND.; $T_{IND.}$; $T_{IND-CORR}$; $SU_{IND.}$; IP; μ ; S_u -Bjerrum; Rot.AMOL.; $T_{AMOL.}$; $T_{AMOL-CORR}$; $SU_{AMOL.}$; S_t ; K_0 ; OCR, e; Gráfico torque x rotação. Nesse formulário, são cadastradas informações importantes como as medições corrigidas, resultantes das correções devido ao atrito haste-solo; fator de correção de Bjerrum (1973), relacionado ao IP do solo, na profundidade analisada, com exceção para solos orgânicos, conforme recomendação de Sandroni (1993), e; medidas de S_u do solo no estado indeformado e amolgado, permitindo a avaliação da sua sensibilidade (S_t).

Quanto aos resultados do ensaio de Piezocone (CPTu), cada ponto (local/área) possui um formulário específico. Possui como dados de entrada: ID; N.A (m); a (A_n/A_t); $N_{K_{Tpalheta}}$; $N_{\Delta u}$; Profundidade (m); γ_{nat} (t/m^3); q_c ; f_s , e; u_2 . É importante ressaltar que nem todas as informações calculadas pela planilha são utilizadas para análise do comportamento do solo, para geração dos gráficos. A utilização dependerá do objetivo da análise, tendo em vista que o formulário permite a escolha das informações que o usuário deseja analisar.

A partir desses dados, as demais informações são calculadas automaticamente. No mesmo formulário, também são gerados automaticamente os gráficos com a profundidade e ábacos de classificação.

Os gráficos com a profundidade subdividem em parâmetros do ensaio, parâmetros estimados e classificação do solo ao longo do perfil. Os gráficos de

parâmetros do ensaio são: q_t (MPa), f_s (kPa), u_2 (kPa), F_r (%), R_f (%) e B_q . Os de parâmetros estimados são: σ'_p (kPa); OCR, K_0 , S_u (kPa) e C_h (m²/s). Os gráficos de classificação são I_{SBT} e I_c .

Além dos perfis de resultados, também são gerados ábacos de classificação do comportamento do solo. São gerados os ábacos não-normalizados, propostos por Robertson (2010) e Robertson *et al.* (1986), ábacos normalizados propostos por Robertson (1990) e ábacos propostos por Schneider *et al.* (2008).

Os ábacos não-normalizados foram $\log q_c/p_a \times \log R_f(\%)$ e $\log q_t \times B_q$, os normalizados foram $\log Q_{tn} \times \log F_r$ e $\log Q_{tn} \times B_q$. Os ábacos de Schneider *et al.* (2008) foram $\log Q_{t1} \times B_q$ e $\log Q_{t1} \times \log \Delta u_2/\sigma'_{v0}$, esse último sob dois tipos de análise.

Até o presente, foram cadastrados 26 pontos de investigações do ensaio de Piezocone (CPTu).

O formulário do ensaio Pressiométrico de Menárd (MPM) é composto pelos seguintes dados de cadastro: FURO; ID; Prof.; P_{30} ; P_{60} ; P_{60}^a ; V_{30} ; V_{60} ; V_{30}' ; V_{60}^a ; σ_{v0} ; p_f ; p_l ; p_l^* ; E_m ; E_r ; E_r/E_m ; S_u Ménard (1957); S_u Baguelin, Jezequel e Shields (1978); S_u Powell (1990); S_u Briaud (1992); E_m/p_l^* ; u_0 ; σ_{v0} ; K_0 PRESS.; OCR e K_0 LAB. Destaque deve ser dado aos resultados das pressões (P_{30} , P_{60} e P_{60}^a) e volumes medidos (V_{60} , V_{30}' e V_{60}^a) no ensaio, aos módulos (E_m e E_r) e às estimativas de S_u . Esse formulário apresentou apenas um local/área cadastrado.

Os índices pressiométricos e os parâmetros estimados constituem os principais grupos de informações para análise do comportamento do solo cadastrado. Esse formulário apresentou dois locais/áreas cadastrados.

5.2.3 Ensaios de Laboratório

Essa subdivisão é composta pelos seguintes grupos de informações: Caracterização e índices físicos, Compressibilidade e Resistência.

O formulário de “Caracterização e índices físicos” agrupa todas as informações dos ensaios de granulometria, limites de Atterberg, índices físicos, teor de matéria orgânica pelo método químico, teor de matéria orgânica pelo método da queima e mineralogia. Além dessas informações, através da análise integrada dos resultados

de SPT com os resultados acima citados, a planilha permite a interpretação preliminar do perfil geotécnico, em cada profundidade cadastrada.

De tal formulário, é difícil afirmar o parâmetro que é mais importante para análise do comportamento do solo, pois quase todos serão futuramente utilizados nas interpretações. Porém, merece destaque a interpretação preliminar do perfil, visto que já fornece uma noção, mesmo que preliminar, do comportamento do solo analisado.

No formulário “Compressibilidade” são cadastradas informações dos resultados dos ensaios de adensamento edométrico.

Esse formulário é composto por vários parâmetros geotécnicos essenciais na análise do comportamento das argilas moles. Merece destaque a qualidade da amostra, a tensão de pré-adensamento, OCR e os demais parâmetros oriundos da curva edométrica ($e \times \log \sigma'_v$).

Quanto a resistência não drenada, o BD possui quatro formulários, correspondentes aos diferentes tipos de ensaios (metodologias): compressão simples, triaxial de compressão do tipo UU e triaxial de compressão do tipo CIU*. Esse último baseia-se em resultados de ensaios triaxiais de compressão do tipo CIU, porém com a tensão de consolidação aproximadamente igual à tensão octaédrica “*in situ*” ($\sigma'_c \cong \sigma'_{oct}$), conforme Coutinho, Oliveira e Danziger (1993), a fim de obter, além de c' e ϕ' , o valor de S_u .

5.2.4 Interpretações

De forma a minimizar incoerências e redundâncias, à priori, todas as informações do BD foram divididas em três universos de análise:

- Planície do Recife;
- Suape; e
- Várzea de Goiana.

A planície do Recife contempla os locais/áreas inseridos na planície sedimentar que abrange os municípios de Recife, Olinda e Jaboatão dos Guararapes. No atual BD, a planície do Recife apresenta 64 locais/áreas com resultados, sendo destes, 57 em Recife, 02 em Olinda e 05 em Jaboatão dos Guararapes.

Suape contempla os locais/áreas de investigações geotécnicas localizados no Complexo Industrial Portuário de Suape, abrangendo os limites dos municípios de

Ipojuca e Cabo de Santo Agostinho. Esse universo de análise possui 13 pontos, sendo 04 em Cabo de Santo Agostinho e 09 em Ipojuca.

A várzea de Goiana contempla pontos de investigações geotécnicas para o projeto dos aterros da duplicação da BR-101 localizados no município de Goiana. Esse universo possui 05 pontos cadastrados. Todos os resultados desse universo foram fruto do trabalho de Souza (2018).

Com a definição dos universos supracitados, foram realizadas todas as interpretações, nas seguintes linhas de discussão: perfis geotécnicos; índices físicos e propriedades dos solos; compressibilidade e histórico de tensões, e; resistência ao cisalhamento não drenada.

No âmbito dos perfis geotécnicos foram discutidos aspectos estratigráficos dos depósitos de solo mole estudados, com apresentação dos perfis representativos (depósitos mais estudados). Além disso, apenas no universo Planície do Recife, são analisados e discutidos o Banco de Perfis de Solos Moles da Planície do Recife, que fundamentou a elaboração dos perfis geotécnicos típicos da Planície do Recife.

Todos os resultados de índices físicos e parâmetros geotécnicos; compressibilidade e histórico de tensões; e resistência ao cisalhamento não drenada foram apresentados e discutidos no formato de perfil (ao longo da profundidade) e através de análise de distribuição de frequência (faixas de frequência de valores).

Na discussão dos perfis de resultados, para cada universo, através da análise integrada de todos os resultados ao longo da profundidade, foram observadas tendências diferenciadas de padrão de comportamento dos solos. A partir dessas tendências, para a discussão, foram definidas camadas (ou subcamadas) em cada universo, conforme ilustrado na Figura 86.

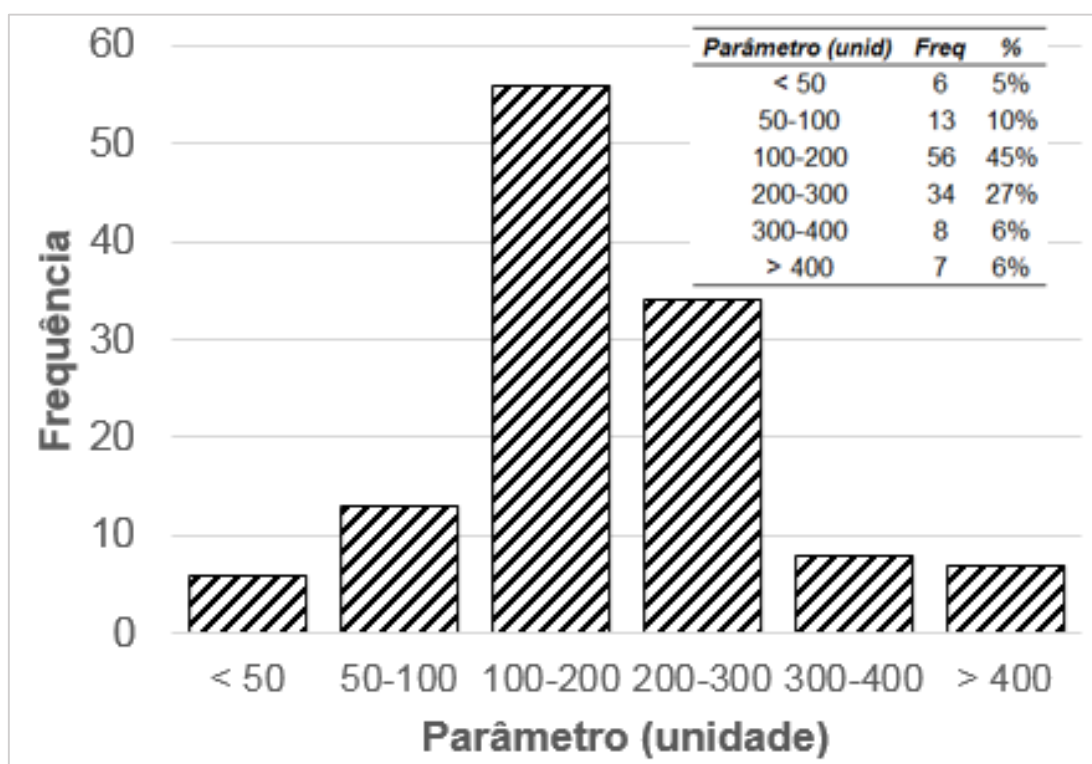
Nos perfis de resultados da Planície do Recife foram definidas cinco camadas: camada 1 (C1) entre 0,0 e 3,0 metros; a camada 2 (C2) entre 3,0 e 9,0 metros; a camada 3 (C3) entre 9,0 e 15,0 metros; a camada 4 (C4) entre 15,0 e 21,0 metros, e; a camada 5 (C5) acima de 21,0 metros.

Nos perfis de resultados de Suape foram definidas três camadas de discussão: camada 1 (C1) entre 0,0 e 8,0 metros; a camada 2 (C2) entre 8,0 e 11,0 metros, e; a camada 3 (C3) acima de 11,0 metros.

Nos perfis de resultados da Várzea de Goiana foram definidas duas camadas de discussão: camada 1 (C1) até 8,0 metros; a camada 2 (C2) acima de 8,0 metros.

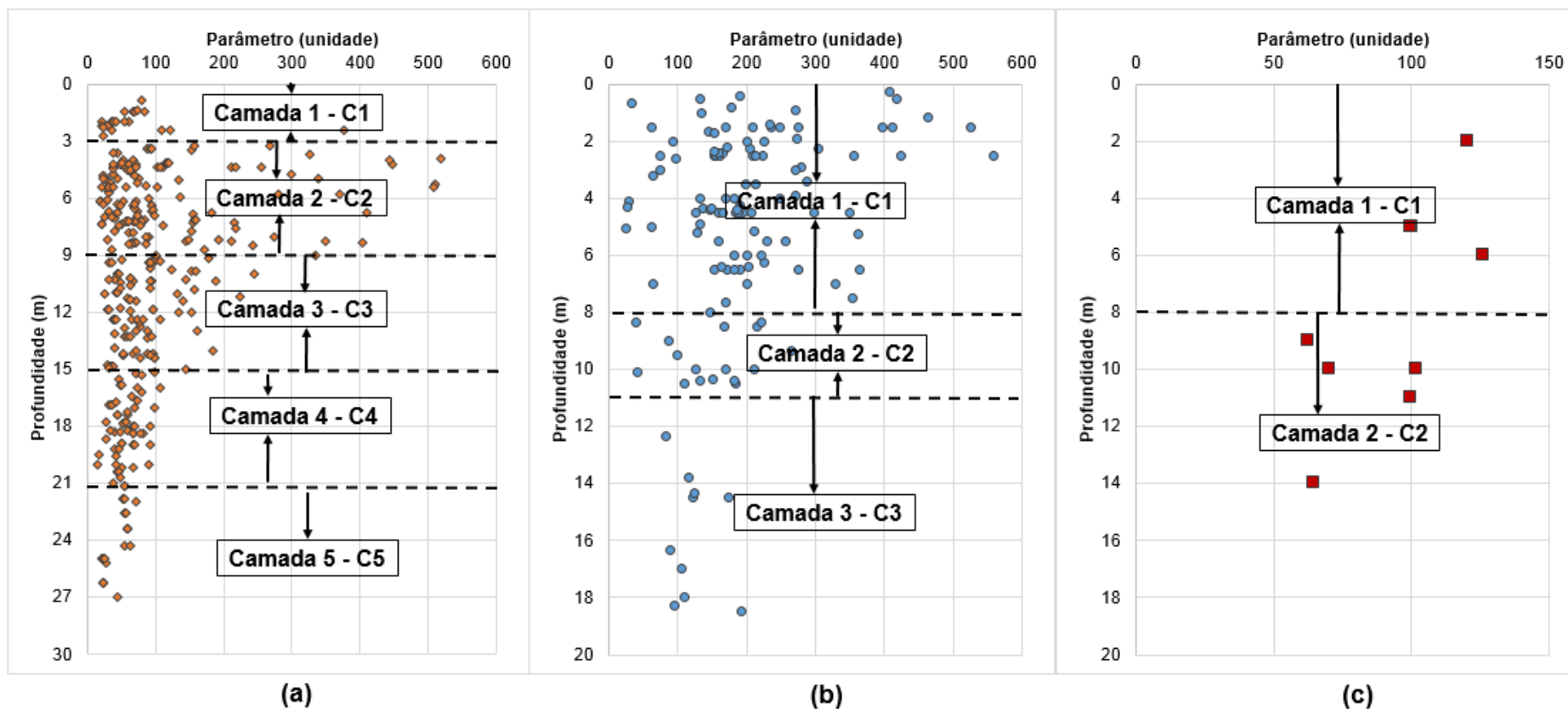
No formato das análises de distribuição de frequência foram elaborados histogramas os quais apresentam a frequência de resultados de cada faixa de valor, definida de acordo com o parâmetro geotécnico analisado, conforme exemplo apresentado na Figura 85. Desta forma, esses histogramas permitiram avaliar faixas de resultados com maior ou menor ocorrência (frequência).

Figura 85 – Exemplo de histograma para discussão das faixas de parâmetro



Fonte: O autor.

Figura 86 – Camadas de discussão de parâmetros: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

Na seção dos índices físicos e propriedades geotécnicas foram apresentados e discutidos resultados de ensaios de laboratório, tais como umidade natural (W_n), teor de matéria orgânica (TMO), limites de consistência (W_L , W_P , IP e IL), densidade real dos grãos (G_s), índice de vazios inicial (e_0) e peso específico natural (γ_{nat}). Além da análise isolada, também foram realizadas correlações entre os índices físicos.

Ainda na seção dos índices físicos e propriedades geotécnicas, foram também apresentados resultados de Piezocone (CPTu), tais como suas medidas (q_t , f_s e u_2) e parâmetros derivados (Q_{t1} , F_r , R_f e B_q) para posterior caracterização do comportamento dos solos dos depósitos analisados no atual trabalho.

Na seção de compressibilidade e histórico de tensões foram analisados a qualidade das amostras, os principais parâmetros de compressibilidade obtidos por ensaios edométricos convencionais (C_c , C_s , C_c/C_s e CR). Também foram realizadas correlações entre parâmetros de compressibilidade e índices físicos nos universos estudados ($C_{cx}W_n$; $C_{cx}e_0$; $C_{cx}W_L$; $C_{cx}IP$; $CR \times W_n$).

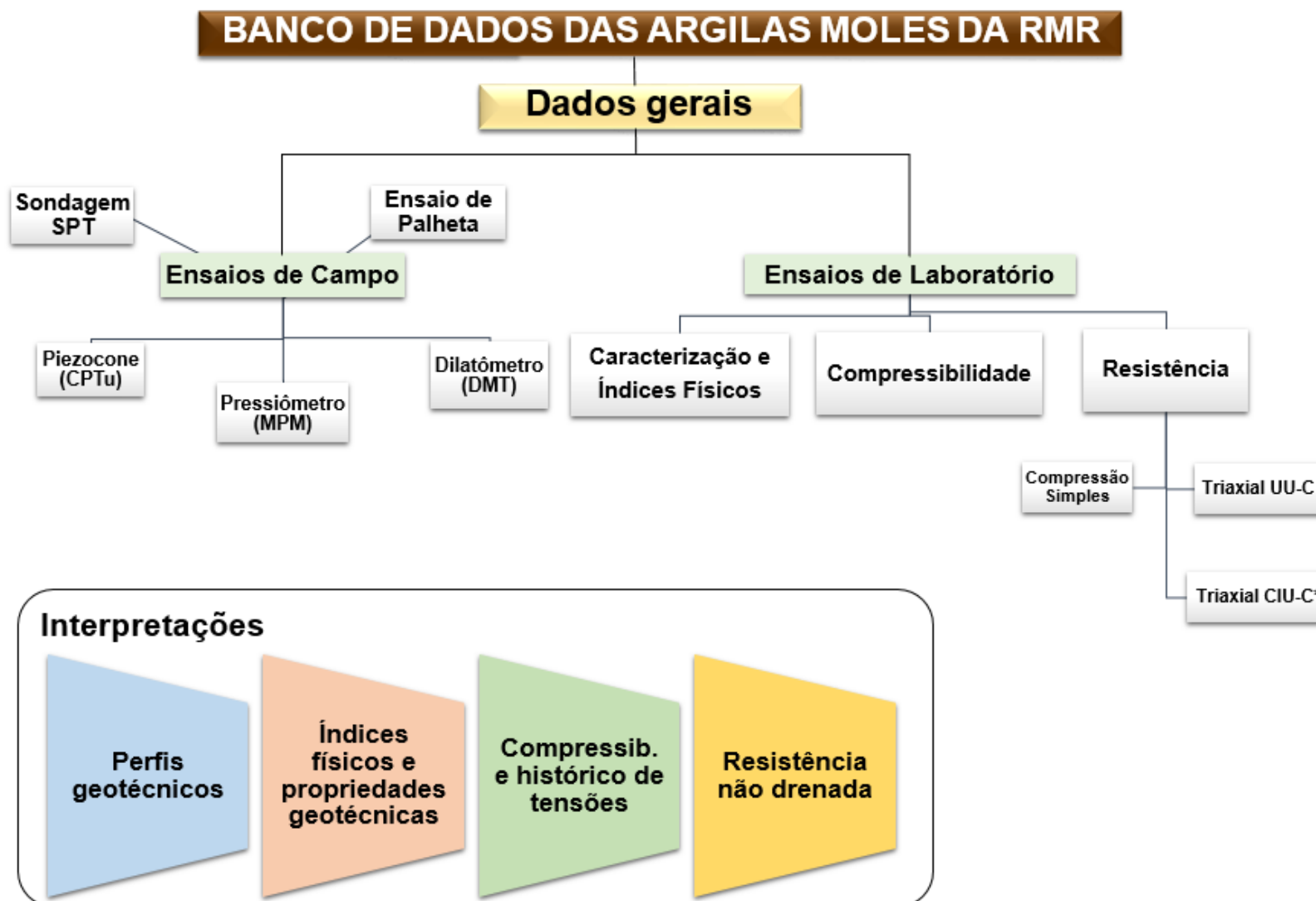
Ainda sobre compressibilidade e histórico de tensões, foram analisados os resultados de tensão de pré-adensamento e OCR, obtidos por metodologias de campo e laboratório, de forma a compreender o histórico de tensões dos universos analisados.

No nível de interpretação da resistência ao cisalhamento não drenada foram avaliados resultados de S_u obtidos pelo ensaio de palheta (S_{u-VST}), ao longo da profundidade e através de análise de distribuição de frequência, com faixas de valores associadas a consistência dos solos. Com os resultados desse parâmetro na condição amolgada e indeformada, foram discutidos a sensibilidade dos solos de cada universo estudado. São também analisadas correlações de diversos parâmetros com os resultados de S_{u-VST} .

Com os resultados de S_{u-VST} , foram calculados os fatores do cone (N_{kt-VST} , N_{ke-VST} e $N_{\Delta u-VST}$) para posterior estimativa da resistência não drenada através dos resultados do ensaio de piezocone (S_{u-CPTu}), realizada para cada universo. As análises com os ensaios de piezocone foram realizadas apenas na Planície do Recife e Suape, não havendo, até o término deste trabalho, resultados de piezocone do universo Várzea de Goiana.

A Figura 87 sintetiza a estrutura geral do BD RMRecife.

Figura 87 - Estrutura geral do banco de dados geotécnico das argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife)



Fonte: O autor.

6 PERFIS GEOTÉCNICOS

No presente capítulo são apresentadas interpretações preliminares, no tocante a estratificação dos depósitos dos universos estudados, no qual são definidos alguns adotados como referência (representativo) para todas as posteriores análises executadas. Dentro desse nível de interpretações foram realizadas as seguintes análises:

- Perfis representativos;
- Banco de perfis;
- Perfis típicos.

6.1 PERFIS REPRESENTATIVOS

Para assegurar a qualidade das interpretações posteriores, foram definidos alguns locais/áreas de referência, nos quais a qualidade e rigor das informações forneçam maior confiabilidade para as análises realizadas, conforme Tabela 16. É importante registrar que essa definição não desqualifica os resultados dos demais pontos do BD, pois eles são utilizados nas correlações a seguir apresentadas. Essa escolha possui apenas o objetivo de definir-se uma referência para discussão.

Tabela 16 - Locais/áreas de referência do BD RMRecife

Universo de análise	ID	Local/Área
Planície do Recife	8	Cajueiro
	18	Boa Viagem
	34	Clube Internacional
	48	Sesi-Ibura
	58	Chão de Estrelas 1
	59	Chão de Estrelas 2
	62 e 63	HMR
	78, 79, 80 e 81	Shopping Jiquiá
	82	BR-101 (Dois Irmãos)
Suape	56	AE-1
	57	AE-2
	60 e 61	Acesso ZIP (PE-060)
	74	Cluster Naval 1
	75, 76 e 77	Cluster Naval 2
Várzea de Goiana	69, 70, 71, 72 e 73	BR-101 Goiana

Fonte: O autor.

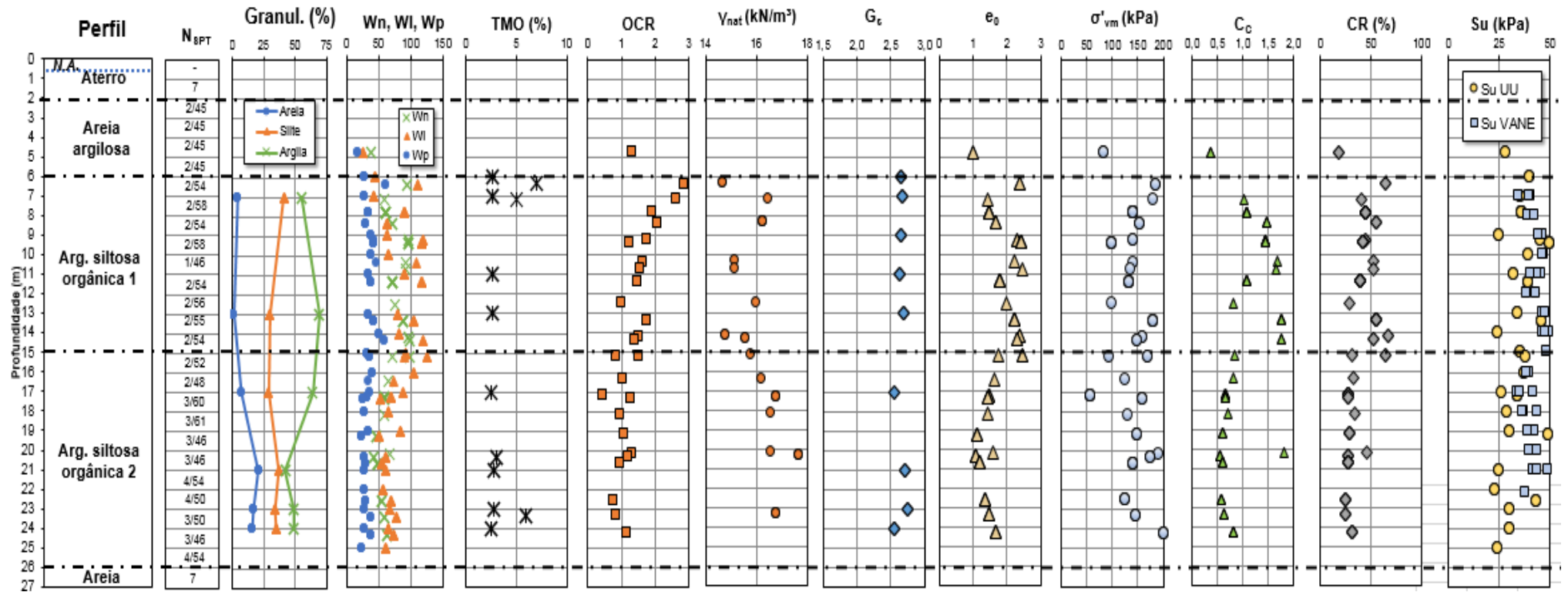
Para análise dos perfis representativos, a partir de resultados de ensaios de campo e laboratório dos locais/áreas da Tabela 16, foram gerados gráficos que apresentam esses resultados ao longo da profundidade.

Em cada perfil representativo, os resultados são apresentados ao longo profundidade foram N_{SPT} , granulometria, limites, T.M.O., OCR, γ_{nat} , G_s , e_0 , σ'_p , C_c , CR e S_u (campo e laboratório), correspondendo aos principais propriedades e parâmetros geotécnicos para análise do comportamento de um depósito de argila mole.

Com a análise/interpretação integrada desses resultados, foi definido o perfil interpretado do solo de cada local/área analisado, assim denominado perfil representativo. Esse resultado, em alguns casos, divergiu do perfil resultante da sondagem SPT, em outros complementou.

A Figura 88 apresenta exemplo de perfil representativo.

Figura 88 - Exemplo de perfil representativo (Planície do Recife: ID 34 - Clube Internacional)



Fonte: Adaptado de Coutinho e Oliveira (1994).

6.2 BANCO DE PERFIS DE SOLOS MOLES DA PLANÍCIE DO RECIFE

Coordenado pelo professor Roberto Coutinho na década de 80, financiado pela FINEP – Financiadora de Estudos e projetos, o projeto da Carta Geotécnica do Recife foi elaborado para contribuir no planejamento urbano, na elaboração de projetos de engenharia, fornecendo bases para o enfrentamento dos problemas devido a interação urbanização e o meio físico (COUTINHO *et al.*, 1990). O fruto desse projeto foi a elaboração de quinze mapas (TABELA 17).

Tabela 17 - Mapas do projeto Carta Geotécnica do Recife

Tema	Objetivo
Mapa de profundidade dos níveis d'água	Mostrar a superfície hidrostática do aquífero livre
Mapas de profundidade do nível d'água do poço em repouso	Mostras
Mapa de isopiezas	Definir o fluxo subterrâneo e avaliar recursos hídricos
Mapa de profundidade do embasamento cristalino	Mostrar a espessura dos sedimentos
Mapa de resíduo seco (pontual)	Mostrar a quantidade de sais totais dissolvidos na água subterrânea
Mapa plani-altimétrico	Mostrar as variações topográficas do relevo
Mapa das declividades	Mostrar a inclinação superficial do terreno
Mapa geológico	Mostrar a distribuição geográfica das informações geológicas
Mapa dos perfis geotécnicos	Localizar áreas com perfis geotécnicos típicos semelhantes
Bando de dados	Fornecer informações geotécnicas dos materiais existentes no município do Recife
Mapa dos esboços morfológicos	Apresentar os processos ocorridos e elementos de forma de relevo
Mapa de uso e ocupação atual do solo	Qualificar as áreas quanto a utilização atual pelo homem
Elementos de Geotecnia/Fundações	Qualificar áreas quanto aos materiais existentes e ao emprego de fundações
Mapa de recursos hídricos subterrâneos (exploração das águas subterrâneas)	Definir as características de exploração das águas subterrâneas em cada zona hidrogeologicamente homogêneas
Carta geotécnica	Resumo de todas as informações geotécnicas básicas

Fonte: Coutinho *et al.* (1990).

Esse projeto, utilizou como base de estudo um banco de 1.489 sondagens SPT distribuídas na cidade do Recife. A partir dessa quantidade, foram selecionados os perfis que a ocorrência de argila mole, argila orgânica, solo orgânico ou turfa, fosse significativa ($>0,8\text{m}$).

Partindo do padrão acima citado, foram seccionados 522 perfis de solo. Juntamente com 124 perfis do contorno da cidade do Recife BR-101, obtidos em Brasil (1973) e Oliveira (2015), e os 64 perfis do atual BD na Planície do Recife, foram selecionados, ao todo, 710 perfis com ocorrência de solo mole na planície do Recife, denominado nesse trabalho como Banco de Perfis de Solos Moles.

A partir do Banco de Perfis de Solos Moles e através das ferramentas de geoprocessamento, foram analisados, de maneira espacial, a distribuição das espessuras de solos moles de cada sondagem analisada. A metodologia utilizada baseou-se na interpolação dos resultados de espessuras das sondagens analisadas.

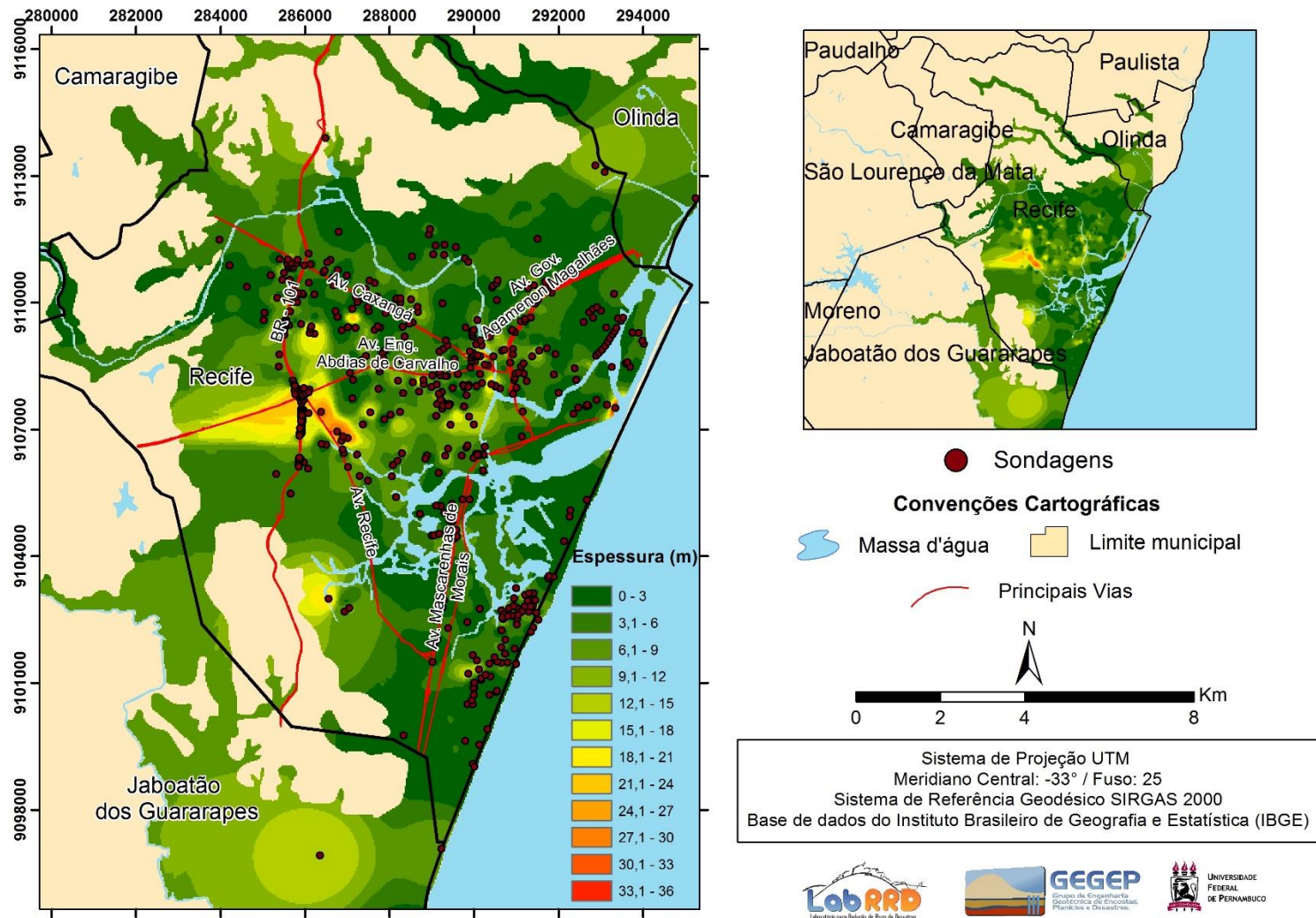
O índice conhecido como validação cruzada consiste em avaliar a previsibilidade que um determinado interpolador tem em estimar as amostras. Para isso, retira-se o valor amostrado e obtém-se o método de interpolação para estimar aquele ponto onde a amostra foi retirada. Esse processo é realizado em todos os valores amostrados (SANTANA e SANTOS, 2010).

Baseando-se a partir do índice geoestatístico da validação cruzada, o interpolador que obteve melhor desempenho para a espacialização da espessura foi o IDW.

O interpolador Inverso da Distância Ponderada (IDW) é definido tanto como um interpolador exato, como suavizador, dependendo da influência daquele determinado ponto, que por sua vez será determinada pelo inverso da distância. Quanto maior for a distância entre a amostra e o ponto a ser estimado, menor será a influência da amostra. Nesse método, se existirem duas amostras próximas com valores discrepantes, a superfície torna-se pouco suavizada. (ALVES e VECHIA, 2011).

Conforme Figura 89, foi verificada forte ocorrência de espessas camadas de solos moles nos bairros Várzea, Madalena e Afogados, e em regiões próximas às áreas de inundação dos principais rios que cortam a Planície.

Figura 89 - Variabilidade espacial das espessuras de solos moles da Planície do Recife



Fonte: O autor.

6.3 PERFIS GEOTÉCNICOS TÍPICOS DA PLANÍCIE DO RECIFE

A partir do Banco de perfis geotécnicos, foi analisado o padrão de repetibilidade das camadas/estratos de perfis de sondagem de depósitos de solos moles comuns a mesma unidade geológica (FIGURA 90), definidas no Capítulo 5.

De forma preliminar, através da Tabela 18, verificou-se que grande quantidade de sondagens correspondentes a depósitos de solos moles ocorriam em terraços marinhos pleistocênicos modificados (68%) e depósitos flúvio-lagunares (22%). É muito importante registrar que essa informação além de traduzir forte ocorrência desse tipo de estrato (solo mole), também traduz grande quantidade de investigações executadas nessas áreas. Um exemplo dessa hipótese apresenta-se na pequena ocorrência de sondagens de solos moles nos manguezais (2%), o que não significa ausência ou pouca ocorrência desses depósitos, mas pequena quantidade de investigações geotécnicas realizadas nessa unidade geológica.

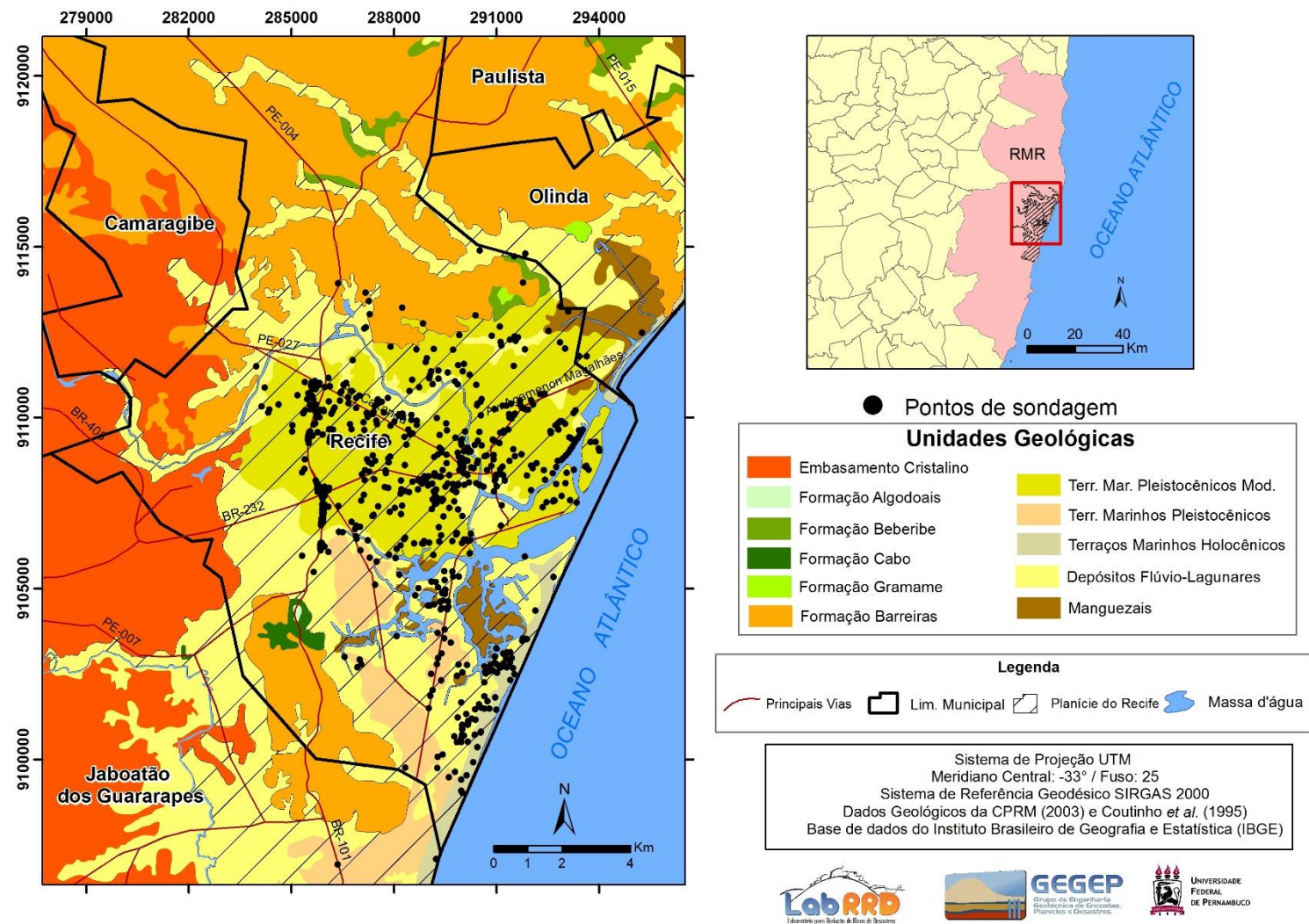
Através da Tabela 18 pôde-se inferir que grande quantidade das sondagens analisadas, do Banco de Sondagens da Planície do Recife, ocorrem camadas significativas de solos moles nos manguezais, depósitos flúvio-lagunares, terraços marinhos pleistocênicos modificados e terraços marinhos holocênicos, traduzindo possível condição geotécnica favorável nos terraços marinhos pleistocênicos.

Tabela 18 - Sondagens analisadas por unidade geológica

Unidade geológica	Descrição	Quant. de Sondagens		Total
		s/ solo mole	c/ solo mole	
Terraço Marinho Pleistocênico	Cotas de 7 a 10m; antiga praia com idade ~ 100 mil anos	185 (89%)	22 (11%)	207
Terr. Mar. Pleist. Modificado	Parte da praia pleist. alterada pelos rios; perfis muito heterogêneos	619 (57%)	459 (43%)	1078
Terraço Marinho Holocênico	Atual faixa praiana; idade ~ 5 mil anos	115 (64%)	66 (36%)	181
Depósitos Flúvio-lagunares	Aluviões e sedimentos lagunares; áreas de inundação fluvial; ocorrência de M.O.	51 (25%)	150 (75%)	201
Manguezais	Áreas de cotas quase zero; forte influência biológica; localizada entre os terraços marinhos; forte ocorrência de solos orgânicos/turfas	0 (0%)	13 (100%)	13

Fonte: O autor.

Figura 90 - Pontos de sondagem do Banco de Perfis de Solos Moles na geologia da Planície do Recife



Fonte: O autor.

Para análise prática do perfil, foi estabelecido, através da experiência acumulada dos trabalhos de Ferreira, Amorim Jr e Coutinho (1986), solos típicos os quais buscam simplificar a análise dos perfis visto a grande heterogeneidade de ocorrências. As simplificações foram realizadas conforme Tabela 19.

Tabela 19 - Solos típicos adotados (simplificação)

Solo típico	Possíveis solos originais
Aterro	Aterro (pouco arenoso, arenoso, muito arenoso, pouco siltoso, siltoso, pouco argiloso, argiloso, muito argiloso)
Areia	Areia (pouco siltosa, siltosa, muito siltosa, pouco argilosa, muito argilosa); Areia Fina (pouco siltosa, siltosa, muito siltosa, pouco argilosa, muito argilosa); Areia Média (pouco siltosa, siltosa, muito siltosa, pouco argilosa, muito argilosa); Areia Grossa (pouco siltosa, siltosa, muito siltosa, pouco argilosa, muito argilosa)
Argila Siltosa/Arenosa	Argila, muito mole a mole (pouco arenosa, arenosa, pouco siltosa, siltosa, muito siltosa, pouco arenosa); Silte, muito mole a mole (pouco arenoso, pouco argiloso, argiloso, muito argiloso)
Argila Orgânica	Argila, muito mole a mole com muita matéria orgânica (pouco arenosa, pouco siltosa, siltosa, muito siltosa, pouco arenosa); Argila orgânica, muito mole a mole (pouco arenosa, arenosa, pouco siltosa, siltosa, muito siltosa)
Turfa	Argila turfosa, muito mole a mole (arenosa, siltosa, muito siltosa); Turfa (pouco arenosa, arenosa, pouco siltosa, siltosa, pouco argilosa, argilosa)

Fonte: O autor.

Em cada unidade geológica, realizou-se a contagem do número máximo de camadas observadas nos seus respectivos perfis de sondagem, como resultado a Tabela 20. As camadas com menos de 4% de ocorrência em relação à quantidade de camadas de uma mesma unidade geológica foram desconsideradas.

Tabela 20 - Número máximo de camadas em cada unidade geológica

Unidade geológica	Máximo de camadas observadas
Terraço Marinho Pleistocênico	4
Terr. Mar. Pleist. Modificado	5
Terraço Marinho Holocênico	7
Depósitos Flúvio-lagunares	7
Manguezais	5

Fonte: O autor.

Em cada camada, de cada unidade geológica, foi analisada a frequência de ocorrência dos solos típicos. Também foi analisada, em cada camada, a distribuição

de frequência das espessuras de ocorrências, calculando-se valores mínimo, máximo, média e desvio padrão. Todas as análises são apresentadas no Apêndice A.

Os perfis típicos foram propostos através da interpretação conjunta dos resultados da análise de frequência dos solos típicos e dos perfis representativos da Planície do Recife. Na ausência de ocorrência de perfis representativos, para cada unidade geológica, foram utilizados resultados do atual BD.

Foi avaliada a probabilidade de ocorrência de algum solo típico em cada “n” camada de um perfil de sondagem qualquer. Como exemplo, na primeira camada ($n=1$) de um perfil de sondagem localizado em depósito flúvio-lagunar pode ocorrer: Aterro, Argila Orgânica, Argila Siltosa ou Areia. Apenas um solo típico deve ocorrer em uma “n” camada, as quais não se repetem de uma camada “n” para outra, ou seja, na primeira camada da sondagem ($n=1$) ocorrer areia, a segunda camada ($n=2$) será outro solo típico diferente de areia.

Em cada solo típico, de cada camada “n” são apresentadas, quando existentes, faixas de resultados geotécnicos, tais como:

- Ocorrência: frequência de ocorrência do solo típico;
- Espessura (m): extrema (mínima e máxima) e mais frequente (faixas de maior ocorrência), oriundas do Banco de Perfis de Solos Moles;
- N_{SPT} (golpes/30cm): faixas de N_{SPT} de cada camada, oriundas do Banco de Perfis de Solos Moles;
- W_n (%): faixa de umidade natural, originária do BD RMRecife;
- TMO (%): faixa de teor de matéria orgânica, método da queima, oriunda do BD RMRecife;
- e_0 : faixa de índice de vazios natural, oriunda do BD RMRecife;
- C_c : faixa de índice de compressão, oriunda do BD RMRecife;
- OCR: faixa de razão de pré-adensamento, oriunda do BD RMRecife;
- S_u (kPa): faixa de resistência ao cisalhamento não drenada, oriunda do BD RMRecife;
- q_t (MPa): faixa de resistência de ponta corrigida, oriunda do BD RMRecife;
- B_q : faixa de parâmetro de poropressão, oriunda do BD RMRecife.

Dessa forma, os perfis propostos para cada unidade geológica apresentam desde resultados convencionais, como as espessuras das camadas e N_{SPT} , baseados

nos resultados do Banco de Perfis de Solos Moles, até resultados ensaios de piezocone (q_t e B_q), Vane (S_u) e ensaios de laboratório (W_n , TMO, e_0 , C_c , OCR e S_u).

Com todo esse aparato quantitativo, os perfis-típicos buscaram justificar o comportamento dos solos através das suas respectivas unidades genéticas.

A nomenclatura dos perfis típicos foi atribuída conforme código da sua respectiva unidade geológica, apresentado por Coutinho (1995) no Capítulo 3.

Os perfis típicos Terraço Marinho Pleistocênico (Qp), Terraço Marinho Pleistocênico Modificado (Qpm), Terraço Marinho Holocênico (Qh), Depósitos Flúvio-Lagunares (Qfl) e Manguezais (Qm) são analisados a seguir.

A forte frequência de ocorrência do solo típico areia em quase todas as camadas de todos os perfis típicos indicam a grande ocorrência de intercalações arenosas nos depósitos de argilas moles da Planície do Recife.

São apresentados também as prováveis ocorrências dos bairros da cidade do Recife para cada tipo de perfil típico aqui proposto, conforme Tabela 31.

6.3.1 Perfil típico “Qp” – Terraços Marinhos Pleistocênicos

O perfil típico Qp (TABELA 23) apresentou forte ocorrência de areia na primeira camada, superando a ocorrência de aterros, o que se relaciona à capacidade de suporte favorável nas camadas superficiais dessa unidade geológica, traduzindo possível utilização de aterros apenas para execução de terraplenagem.

A partir da segunda camada, evidenciou-se forte ocorrência de intercalações arenosas, entre argilas siltosas de consistência variando de mole a média. A grande característica dessa unidade geológica é a forte ocorrência de areia, de consistência variando de dura a rija à medida que se avança na profundidade, principalmente pela cimentação dos grãos, decorrente do processo de formação de Podzol, conforme discutido por Coutinho (1995). Tais características caracterizam esses depósitos, em geral, como mais favoráveis da Planície do Recife sob a ótica geotécnica.

Através da seleção dos solos típicos com maiores ocorrências de cada camada “n”, foi elaborado o perfil típico mais frequente dessa unidade geológica, conforme

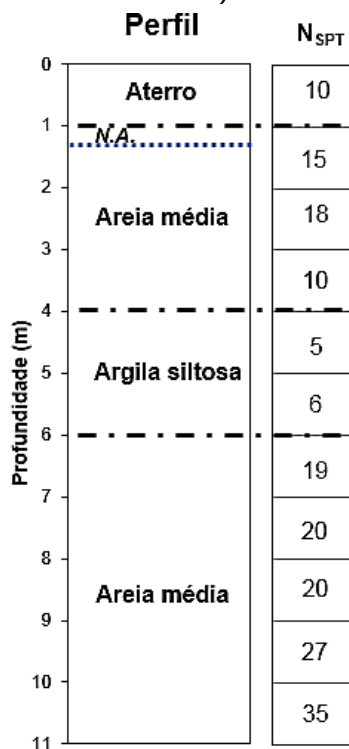
Tabela 21. A Figura 91 apresenta um exemplo de sondagem na unidade geológica Qp.

Tabela 21 - Perfil típico “Qp” mais frequente

Camada	Solo	Espessura	N _{SPT}
		m	golpes/30 cm
1 ^a	AREIA	1 - 6,7	22 - 55
2 ^a	ARG. SILT.	2 - 3	4 - 6
3 ^a	AREIA	2,5 - 10	16 - 20
4 ^a	ARG. SILT.	1,5 - 2	5 - 7

Fonte: O autor.

Figura 91 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qp: (Imbiribeira/Av. Masc. de Moraes)



Fonte: A partir do BD de perfis geotécnicos.

6.3.2 Perfil típico “Qpm” – Terraços Marinhos Pleistocênicos Modificados

O perfil típico Qpm (TABELA 24) apresentou forte ocorrência de aterros na primeira camada (46%). A partir da segunda camada, apesar de grande ocorrência

isolada de areia, a ocorrência de solos moles (argila orgânica + argila siltosa) apresentou cerca de 50%, fator que pode justificar a grande ocorrência de aterros na primeira camada. O objetivo principal desses aterros pode ser associado à conquista de terrenos superficialmente desfavoráveis. A característica desse perfil é a grande intercalação de solos arenosos e moles, frequentemente orgânicos.

A partir da seleção dos solos típicos de maior ocorrência de cada camada “n”, foi elaborado perfil mais frequente da unidade Qpm, conforme Tabela 22. Para efeito de validação desse perfil, foi apresentada na Figura 92 um exemplo de sondagem correspondente à essa unidade.

Tabela 22 - Perfil típico “Qpm” mais frequente

Camada	Solo	Espessura m	N _{SPT} golpes/30 cm
1 ^a	ATERRO	0,7- 1,5	5 - 8
2 ^a	AREIA	1 - 5	3 - 7
3 ^a	ARG. ORG.	6 - 10	W/45 - 1/50
4 ^a	AREIA	1,5 - 7	14 - 33
5 ^a	ARG. SILT.	2 - 9	1 - 4

Fonte: O autor.

Figura 92 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qpm: (Clube Internacional/Madalena)



Fonte: Coutinho e Oliveira (1994).

Tabela 23 - Perfil típico “Qp”

PERFIL TÍPICO "Qp" - TERRAÇOS MARINHOS PLEISTOCÊNICOS													
Camada	Possíveis ocorrências	Ocorr.	Faixas de espessuras		N _{SPT} golpes/30 cm	W _n %	TMO %	e ₀ -	C _c -	OCR -	S _u kPa	q _t MPa	B _q -
			Extrema	Mais freq.									
1 ^a	AREIA	57%	0,7 - 9,1	1 - 6,7	22 - 55	-	-	-	-	-	-	-	-
	ATERRO	43%	0,3 - 2	0,7 - 1	10 - 15	-	-	-	-	-	-	-	-
2 ^a	AREIA	63%	0,75 - 7,5	2 - 5	11 - 38	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	37%	1,2 - 3,6	2 - 3	4 - 6	50 - 80	-	2 - 4	0,4 - 1,5	1,8 - 3	-	-	-
3 ^a	AREIA	51%	1,95 - 12,9	2,5 - 10	16 - 20	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	49%	0,6 - 4,5	1 - 2,5	5 - 7	45 - 77	-	3 - 7	0,74 - 1,8	1 - 1,5	-	-	-
4 ^a	ARG. SILT.	57%	1 - 4	1,5 - 2	5 - 7	-	-	-	-	-	-	-	-
	AREIA	43%	1,9 - 13	3 - 9	20 - 45	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: O autor.

Tabela 24 - Perfil típico “Qpm”

PERFIL TÍPICO “Qpm” - TERRAÇOS MARINHOS PLEISTOCÊNICOS MODIFICADOS													
Camada	Possíveis ocorrências	Ocorr.	Faixas de espessuras		N _{SPT} golpes/30 cm	W _n %	TMO %	e ₀ -	C _c -	OCR -	S _u kPa	q _t MPa	B _q -
			Extrema	Mais freq.									
1 ^a	ATERRO	45%	0,15 - 4,5	0,7 - 1,5	5 - 8	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	28%	0,2 - 14	2 - 5	2 - 7	68 - 85	2 - 6	-	-	-	30 - 60	-	-
	AREIA	27%	0,17 - 13	1 - 4,5	4 - 9	-	-	-	-	-	-	-	-
2 ^a	AREIA	46%	0,2 - 11,8	1 - 5	3 - 7	50 - 88	-	-	-	-	-	0,9 - 3	0 - 0,01
	ARG. SILT.	33%	0,3 - 17,2	1,2 - 5,5	2/45 - 3	-	4 - 7	1,3 - 3	0,4 - 2	-	-	-	-
	ARG. ORG.	21%	0,4 - 14,9	1,5 - 7	1/50 - 2	120 - 500	15 - 50	3 - 10	1 - 3,5	1,5 - 3	10 - 22	-	-
3 ^a	AREIA	50%	0,1 - 22,7	3 - 7	14 - 22	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	30%	0,4 - 34	6 - 10	W/45 - 1/50	70 - 110	5 - 25	1 - 4	0,8 - 2	1 - 3	15 - 58	0,6 - 0,8	0,6 - 0,75
	ARG. SILT.	20%	0,4 - 19	1 - 4	1 - 3	-	-	-	-	-	-	-	-
4 ^a	AREIA	43%	0,45 - 22	1,5 - 7	14 - 33	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	36%	0,15 - 11	1,5 - 4,6	2/50 - 4	40 - 60	4 - 10	1 - 1,5	0,5 - 1,3	~1	-	0,8 - 1	0,6 - 0,7
	ARG. ORG.	21%	0,3 - 18,1	5 - 8,5	2/52 - 2	-	8 - 15	1 - 2,5	0,5 - 2	~1	20 - 50	-	-
5 ^a	AREIA	50%	0,4 - 26,6	1,2 - 8,2	6 - 35	-	-	-	-	-	-	1,5 - 3	0 - 0,08
	ARG. SILT.	28%	0,2 - 27	2 - 9	1 - 4	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	22%	0,4 - 31	3 - 10	1/50 - 2	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: O autor.

6.3.3 Perfil típico “Qh” – Terraços Marinhos Holocênicos

O perfil típico Qh (TABELA 26) apresentou na primeira camada grande ocorrência de areia, superando a ocorrência de aterros, relacionados à aplicação para terraplenagem, visto que superficialmente, esses perfis apresentam comportamento geotécnico mais favorável.

A grande característica desse perfil típico de solo mole é a heterogeneidade das camadas de ocorrência. A partir da segunda camada, as intercalações arenosas tornam-se muito recorrentes, superando, em geral, a ocorrência de solos moles (argila orgânica + argilas siltosas). As camadas arenosas dessa unidade caracterizam-se por apresentar areias claras e inconsolidadas, fator diferencial em relação ao que ocorre nos terraços pleistocênicos.

Apresenta-se na Tabela 25 o perfil típico mais frequente dessa unidade, obtido a partir dos solos típicos que apresentaram maior ocorrência em cada camada analisada. Um exemplo de sondagem situada nessa unidade é apresentada na Figura 93.

Tabela 25 - Perfil típico “Qh” mais frequente

Camada	Solo	Espessura m	N_{SPT} golpes
1 ^a	AREIA	5,5 - 7,5	5 - 19
2 ^a	ARG. ORG.	0,5 - 1,3	2/45 - 2
3 ^a	AREIA	1,5 - 6,9	5 - 10
4 ^a	ARG. ORG.	1,5 - 6,5	W/50 - 1
5 ^a	AREIA	2 - 10,5	7 - 13
6 ^a	ARG. SILT.	1 - 3	4 - 7
7 ^a	AREIA	2 - 7	10 - 38

Fonte: O autor.

Figura 93 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qh: (Boa Viagem)

Perfil		N _{8PT}
0	Aterro	7
1		7
2	Areia siltosa	9
3		9
4		13
5		17
6		19
7		11
8	Argila orgânica	8
9		2
10		2
11		2
12	Argila siltosa	2/50
13		2/50
14		2/50
15		3/50
16		3/59
17	Argila orgânica	1/16
18		3/61
19		3/46
20		2
21		2
22	Argila siltosa	4
23		4
24		6
25		7
26		7
27		

Fonte: Coutinho e Oliveira (1994).

Tabela 26 - Perfil típico "Qh"

PERFIL TÍPICO "Qh" - TERRAÇOS MARINHOS HOLOCÊNICOS													
Camada	Possíveis ocorrências	Ocorr.	Faixas de espessuras		N _{SPT} golpes	W _n %	TMO %	e ₀ -	C _c -	OCR -	S _u kPa	q _t MPa	B _q -
			Extrema	Mais freq.									
1 ^a	AREIA	68%	0,2 - 15	5,5 - 7,5	5 - 19	-	-	-	-	-	-	-	-
	ATERRO	32%	0 - 2	0,2 - 1	7 - 15	-	-	-	-	-	-	-	-
2 ^a	ARG. ORG.	46%	0,25 - 2,5	0,5 - 1,3	2/45 - 2	30 - 70	-	0,7 - 2	-	2 - 3.	15 - 20	-	-
	AREIA	39%	0,3 - 7,25	2,3 - 4,5	7 - 19	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	15%	0,9 - 4	1 - 2,5	1 - 4	-	-	-	-	-	-	-	-
3 ^a	AREIA	56%	1,7 - 23,1	1,5 - 6,9	5 - 10	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	35%	0 - 6,5	0,4 - 3,6	1/50 - 2	70 - 100	-	1,5 - 2,5	0,8 - 1,5	1,5 - 2,5	20 - 28	-	-
	ARG. SILT.	9%	0,45 - 10	1,2 - 4,5	3/50 - 5	40 - 70	1 - 5	0,9 - 1,75	0,4 - 1	1 - 1,5	-	-	-
4 ^a	AREIA	59%	1,45 - 20	3 - 10	12 - 35	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	29%	0,9 - 12,5	1,5 - 6,5	W/50 - 1	70 - 100	-	-	-	1,5 - 2	25 - 30	-	-
	ARG. SILT.	12%	0 - 2,7	1 - 1,5	2/50 - 3	40 - 85	-	0,8 - 1,3	0,3 - 0,6	~1	-	-	-
5 ^a	AREIA	70%	1,7 - 15	2 - 10,5	7 - 13	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	30%	1 - 25	3 - 6	1/60 - 2	50 - 100	-	0,9 - 1,5	0,6 - 1	1,2 - 2	25 - 30	-	-
6 ^a	ARG. SILT.	50%	0,5 - 4	1 - 3	4 - 7	40 - 60	-	-	-	1 - 1,5	-	-	-
	AREIA	50%	0,3 - 2,45	0,5 - 1,5	10 - 22	-	-	-	-	-	-	-	-
7 ^a	ARG. SILT.	50%	1 - 12	2 - 12	4 - 7	-	-	-	-	-	-	-	-
	AREIA	50%	3 - 12	2 - 7	10 - 38	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: O autor.

6.3.4 Perfil típico “Qfl” – Depósitos Flúvio-Lagunares

No universo de sondagens analisadas dessa unidade geológica verificou-se grande ocorrência de aterro e areia na primeira camada, com frequência de ocorrência de solos moles pouco relevante (10%), conforme Tabela 28. Na segunda e terceira camadas, a ocorrência de solos moles supera a frequência de solos arenosos; também é relevante o registro que nessas camadas a frequência isolada de turfa é superior a 10%. A partir da terceira camada, não ocorre, com significância, turfa e a frequência isolada da areia supera a de solos moles.

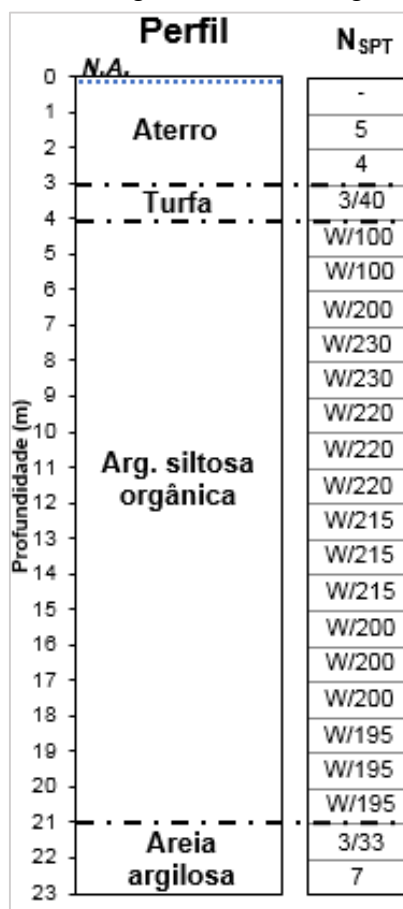
Nessa unidade, devido aspectos associados à sua formação, os solos moles tendem a apresentar maiores teores de matéria orgânica, maior compressibilidade e menor capacidade de suporte em relação aos terraços marinhos.

Apresenta-se na Tabela 27 o perfil típico mais frequente dessa unidade, obtido a partir dos solos típicos que apresentaram maior ocorrência em cada camada analisada. Um exemplo de sondagem situada nessa unidade é apresentada na Figura 94.

Tabela 27 - Perfil típico “Qfl” mais frequente

Camada	Solo	Espessura m	N_{SPT} golpes/30 cm
1 ^a	AREIA	2 - 8	4 - 10
2 ^a	ARG. ORG.	1 - 5,5	1 - 3
3 ^a	AREIA	1,5 - 6,8	3 - 12
4 ^a	ARG. SILT.	1,1 - 4,5	W/100 - 8
5 ^a	AREIA	2,1 - 7,5	6 - 22
6 ^a	ARG. SILT.	1,5 - 4,5	1 - 3
7 ^a	AREIA	1,5 - 5	10 - 32

Fonte: O autor.

Figura 94 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qfl: (Sesi-Ibura)

Fonte: Coutinho e Oliveira (1994).

Tabela 28 - Perfil típico "Qfl"

PERFIL TÍPICO "Qfl"- DEPÓSITOS FLÚVIO-LAGUNARES													
Camada	Possíveis ocorrências	Ocorr.	Faixas de espessuras (m)		N _{SPT} golpes/30 cm	W _n %	TMO %	e ₀ -	C _c -	OCR -	S _u kPa	q _t MPa	B _q -
			Extrema	Mais freq.									
1ª	AREIA	50%	0,5 - 16,2	2 - 8	4 - 10	-	-	-	-	-	-	-	-
	ATERRO	40%	0,15 - 6	1 - 3	4 - 8	-	-	-	-	-	-	0,13 - 0,47	0,07 - 0,14
	ARG. ORG.	5%	0,3 - 6,9	1,8 - 5,5	W/100 - 4	50 - 80	5 - 15	1,3 - 1,96	0,5 - 74	-	12 - 20	-	-
	ARG. SILT.	5%	0,4 - 6	1,2 - 3	4 - 10	-	-	-	-	-	16 - 30	-	-
2ª	AREIA	35%	0,6 - 10	0,5 - 4	4 - 10	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	30%	0,3 - 15	1 - 5,5	1 - 3	-	5 - 15	-	-	1 - 4	7 - 22	-	-
	ARG. SILT.	23%	0,15 - 7	1,2 - 2	1 - 4	-	3 - 9	0,92 - 2,35	0,5 - 0,69	1,7 - 5	24 - 35	-	-
	TURFA	12%	0,2 - 6,8	2,1 - 4,7	3/40 - 2	150 - 300	> 30	-	-	2	10 - 36	0,27 - 0,50	0,3 - 0,5
3ª	AREIA	50%	0,41 - 14,9	1,5 - 6,8	3 - 12	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	21%	0,45 - 8,25	1,5 - 4,5	2 - 5	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	18%	0,2 - 7,5	1,5 - 4,5	W/220 - 1	140 - 200	4 - 12	2 - 4,5	1,5 - 3	1 - 6	10 - 25	0,35 - 0,45	0,4 - 0,46
	TURFA	11%	0,95 - 5,3	1,2 - 3	W/34 - 1	100 - 300	30 - 70	3 - 6	1,8 - 3,5	~1	22 - 27	-	-
4ª	AREIA	56%	0,7 - 14,9	1,5 - 6	6 - 20	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	23%	0,5 - 12	1,1 - 4,5	W/100 - 8	70 - 100	1 - 5	1,5 - 2,5	0,7 - 1,3	~1	16 - 42	0,5 - 0,9	0,48 - 0,5
	ARG. ORG.	21%	0,3 - 25,9	3 - 12	W/215 - 1	80 - 120	9 - 12	1,5 - 2,5	1 - 1,5	~1	15 - 34	-	-
5ª	AREIA	57%	0,15 - 15	2,1 - 7,5	6 - 22	-	-	-	-	-	-	1 - 2,8	0 - 0,2
	ARG. SILT.	30%	0,5 - 12	1,1 - 4,5	W/100 - 8	70 - 100	1 - 5	1,5 - 2,5	0,7 - 1,3	~1	16 - 42	0,5 - 0,9	0,48 - 0,5
	ARG. ORG.	13%	0,3 - 25,9	3 - 12	W/215 - 1	80 - 120	9 - 12	1,5 - 2,5	1 - 1,5	~1	15 - 34	-	-
6ª	AREIA	51%	0,45 - 8,8	1,5 - 5	10 - 32	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	36%	0,35 - 6	1,5 - 4,5	1 - 3	-	-	-	-	-	35 - 78	-	-
	ARG. ORG.	13%	1 - 14	2 - 7	W/100 - 2	-	-	-	-	-	-	-	-
7ª	AREIA	69%	0,45 - 8,8	1,5 - 5	10 - 32	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	19%	1 - 6,5	2 - 4,5	1 - 3	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	12%	1,6 - 11	2,5 - 6	W/100 - 2	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: O autor.

6.3.5 Perfil típico “Qm” – Manguezais

O perfil típico dessa unidade geológica (TABELA 30) apresentou forte ocorrência de aterro na primeira camada, seguido de areia e argila orgânica. Essa característica estratigráfica traduz a necessidade de aplicação de aterros para conquistas de terrenos com maior capacidade de suporte, prática historicamente corriqueira na Planície do Recife.

A partir da segunda camada, observou-se significativa ocorrência isolada de solos orgânicos e turfas, em alguns casos superando os solos arenosos. Essa característica apresenta-se como alerta para possíveis obras de porte em terrenos sobre essa unidade geológica.

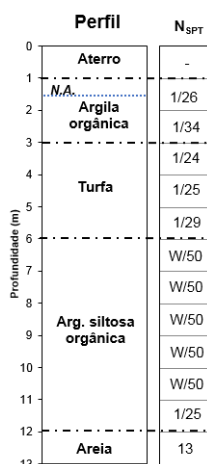
Através da seleção dos solos típicos com maiores ocorrências de cada camada “n”, foi elaborado o perfil típico mais frequente dessa unidade geológica, conforme Tabela 29. A Figura 95 apresenta um exemplo de sondagem na unidade geológica Qm.

Tabela 29 - Perfil típico “Qm” mais frequente

Camada	Solo	Espessura m	N _{SPT} golpes/30 cm
1 ^a	ATERRO	0,3 - 0,7	3 - 8
2 ^a	TURFA	1,7 - 2,5	W/50 - 2
3 ^a	AREIA	1 - 3	3 - 5
4 ^a	ARG. SILT.	2,8 - 6,6	2 - 4
5 ^a	AREIA	5,2 - 6,8	7 - 13

Fonte: O autor.

Figura 95 - Exemplo de sondagem da unidade geológica Qm: (Chão de Estrelas)



Fonte: Adaptado de Cadete, Oliveira e Ferreira (2016).

Tabela 30 - Perfil típico "Qm"

PERFIL TÍPICO "Qm" - MANGUEZAIS													
Camada	Possíveis ocorrências	Ocorr.	Faixas de espessuras		N _{SPT} golpes/30 cm	W _n %	TMO %	e ₀ -	C _C -	OCR -	S _u kPa	q _t MPa	B _q -
			Extrema	Mais freq.									
1ª	ATERRO	50%	0,15 - 1	0,3 - 0,7	3 - 8	-	-	-	-	-	-	3 - 7	0 - 0,023
	AREIA	33%	0,45 - 0,8	0,45 - 0,8	3 - 7	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	17%	0,85 - 3,5	0,85 - 3,5	1 - 4	50 - 110	-	-	-	-	21 - 35	-	-
2ª	TURFA	40%	0,5 - 3	1,7 - 2,5	W/50 - 2	-	-	3 - 9	2 - 5	-	-	-	-
	AREIA	40%	0,45 - 5,6	0,8 - 3	3 - 7	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	20%	0,85 - 3,5	1 - 2	1/34 - 2	58 - 98	15 - 25	1,5 - 3	0,5 - 1	1,8 - 2,5	9 - 32	0,4 - 0,6	0,4 - 0,5
3ª	AREIA	40%	0,45 - 5,6	1 - 3	3 - 5	-	-	-	-	-	-	2 - 4	0 - 0,014
	TURFA	20%	1,7 - 3	2 - 2,5	1/29 - 1	150 - 500	> 50	3 - 9	2 - 5	1 - 1,3	9 - 27	0,38 - 0,4	0,4 - 0,5
	ARG. ORG.	15%	1,7 - 3	1,7 - 4	1/30 - 2	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. SILT.	15%	2,5 - 7	2,8 - 4,8	2 - 4	-	-	-	-	-	-	-	-
4ª	ARG. SILT.	40%	2,8 - 6,6	2,8 - 6,6	2 - 4	-	-	-	-	-	-	-	-
	TURFA	20%	1 - 2,6	1 - 2,6	W/50 - 2	-	-	-	-	-	-	-	-
	ARG. ORG.	20%	1,5 - 6,7	2,8 - 4,5	W/55 - 2	60 - 100	15 - 35	0,7 - 2	0,5 - 1	~1	20 - 26	0,4 - 0,48	0,4 - 0,6
	AREIA	20%	3 - 10	4,5 - 6,8	4 - 10	-	-	-	-	-	-	-	-
5ª	AREIA	67%	3 - 10	5,2 - 6,8	7 - 13	-	-	-	-	-	-	3 - 8	0 - 0,015
	TURFA	33%	3 - 4	3 - 4	W/50 - 2	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: O autor.

Tabela 31 - Bairros do Recife que ocorrem os perfis típicos

Quant. Bairros	Perfil típico	Unidade Geológica	Bairros de ocorrência
73	Qfl	Depósitos flúvio-lagunares	Afogados, Alto do Mandu, Alto Jose Bonifácio, Apipucos, Areias, Arruda, Barro, Beberibe, Boa Viagem, Boa Vista, Brasília Teimosa, Brejo da Guabiraba, Brejo de Beberibe, Cabanga, Caçote, Cajueiro, Campina do Barreto, Campo Grande, Caxangá, Coelhos, Cohab, Coqueiral, Cordeiro, Córrego do Jenipapo, Curado, Derby, Dois Irmãos, Dois Unidos, Encruzilhada, Estancia, Guabiraba, Hipódromo, Ibura, Ilha do Leite, Ilha do Retiro, Ilha Joana Bezerra, Imbiribeira, Ipsep, Iputinga, Jaqueira, Jardim São Paulo, Jiquiá, Jordão, Linha do Tiro, Macaxeira, Madalena, Mangabeira, Monteiro, Paissandu, Parnamirim, Passarinho, Pau Ferro, Peixinhos, Pina, Poco, Ponto de Parada, Porto da Madeira, Recife, Rosarinho, San Martin, Sancho, Santana, Santo Amaro, São José, Sítio dos Pintos, Tamarineira, Tejipio, Torre, Torreão, Toto, Várzea, Vasco da Gama e Zumbi
59	Qpm	Terr. Mar. Pleist. Mod.	Aflitos, Afogados, Água Fria, Alto Jose do Pinho, Arruda, Boa Vista, Bomba do Hemetério, Bongü, Cabanga, Cajueiro, Campina do Barreto, Campo Grande, Casa Amarela, Casa Forte, Caxangá, Cidade Universitária, Coelhos, Cordeiro, Curado, Derby, Encruzilhada, Engenho do Meio, Espinheiro, Fundão, Graças, Hipódromo, Ilha do Leite, Ilha do Retiro, Ilha Joana Bezerra, Imbiribeira, Iputinga, Jaqueira, Jardim São Paulo, Jiquiá, Madalena, Mangabeira, Mangueira, Monteiro, Mustardinha, Paissandu, Parnamirim, Poço, Ponto de Parada, Prado, Recife, Rosarinho, San Martin, Santana, Santo Amaro, Santo Antônio, São José, Soledade, Tamarineira, Torre, Torreão, Torroes, Várzea, Vasco da Gama e Zumbi
14	Qm	Manguezais	Afogados, Areias, Arruda, Boa Viagem, Campina do Barreto, Campo grande, Ibura, Imbiribeira, Ipsep, Jiquia, Peixinhos, Pina, Recife e Santo Amaro
11	Qp	Terr. Mar. Pleistocênico	Areias, Barro, Boa Viagem, Cacote, Estancia, Ibura, Imbiribeira, Ipsep, Jardim São Paulo, Jiquiá e Jordão
4	Qh	Terr. Mar. Holocênico	Boa Viagem, Brasília Teimosa, Pina e Recife

Fonte: O autor.

6.4 CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO

A apresentação e definição dos perfis geotécnicos representativos forneceu noção da grande heterogeneidade de comportamento dos depósitos de argilas moles dos universos de dados estudados.

O banco de perfis geotécnicos forneceu base para elaboração do estudo de variabilidade espacial das espessuras de solos moles da Planície do Recife. Esse estudo mostrou-se muito interessante para uma análise preliminar de regiões da Planície que ocorrem camadas mais ou menos espessas de solos moles. As áreas da Planície do Recife que ocorreram maiores espessuras foram as regiões marginais aos principais rios que cortam a Planície (Rio Beberibe e Rio Capibaribe) e a região mais periféricas da Planície situadas em aluviões, correspondendo à grande parte do bairro Cidade Universitária e Várzea, os quais sofreram influências de deposição de materiais originários da Formação Barreiras e da sedimentação orgânica fluvial.

A proposta dos perfis geotécnicos típicos associados às suas respectivas unidades geológicas de formação, em geral, foi útil para interpretação das ocorrências de determinados estratos de solos com forte relação com os eventos geológicos que a Planície do Recife foi submetida ao longo das Eras.

Em todos os perfis, facilmente associado à forte urbanização da Planície, foi identificada possível ocorrência de aterro. No perfil típico “Qp” não foi verificada ocorrência de argilas com significativo teor de matéria orgânica (TMO). O perfil típico “Qpm” destacou-se em relação ao “Qp” pela forte ocorrência de argilas orgânicas moles, muita espessa de elevada espessura (>20m). O perfil típico “Qh” destacou-se pela forte ocorrência de camadas arenosas nas primeiras camadas, seguidas de intercalações arenosas e argilosas ao longo das demais camadas. O perfil típico “Qfl” apresentou possíveis ocorrências de camadas argilosas moles, às vezes orgânicas, na sua primeira camada, seguida de intercalações entre argilas siltosas moles, argilas orgânicas e turfas, caracterizado como o perfil típico em que as camadas moles ocorrem com maior heterogeneidade. Por fim, o perfil “Qm” caracterizou-se pela ocorrência de camadas de argilas orgânicas e turfas, intercaladas, entre a primeira e segunda camada, facilmente associados por sua ocorrência em regiões de mangue, em que a velocidade de fluxo de sedimentos é muito baixa, ocasionando em forte concentração e sedimentação de matéria orgânica.

7 ÍNDICES FÍSICOS E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

Neste capítulo são analisados os resultados dos ensaios de caracterização e CPTu acompanhados de suas respectivas distribuições de frequência. O grande foco dessa seção será compreender as tendências de variação dos parâmetros analisados em cada universo de análise. Para todos os parâmetros, são apresentados resultados ao longo do perfil, de cada universo, bem como possíveis correlações entre os parâmetros geotécnicos abordados nesse capítulo. Através dos resultados de ensaios de piezocone (medidas e parâmetros derivados), são apresentadas as estimativas de caracterização do comportamento dos solos dos depósitos analisados.

7.1 UMIDADE NATURAL (W_n)

Normatizado pela NBR 16097/2012, esse parâmetro é tradicionalmente obtido em laboratório, entretanto investigações avançadas de campo em solos moles, como o SPT realiza-se uma medição preliminar de forma a complementar os ensaios de laboratório. Seus valores traduzem possíveis tendências de comportamento do solo, principalmente quando analisada juntamente com os resultados de limites de Atterberg, além das correlações com outros parâmetros do solo, como as apresentadas posteriormente.

O perfil de W_n da Planície do Recife (FIGURA 96a) apresentou tendência geral de decréscimo ao longo da profundidade. Na camada C1 os valores de W_n mantiveram-se abaixo de 100%. Na camada C2 os valores de W_n variaram de 70% a valores superiores a 600%, com diversos resultados de W_n entre 200 e 500%. Na camada C3, os valores variaram de 60% a 250%. Na camada C4 os valores apresentaram-se na faixa de 60 a 102%. E na camada C5, os valores de W_n apresentaram-se relativamente baixos, em torno de 50%.

Diante da grande heterogeneidade de resultados de W_n ao longo da profundidade na Planície do Recife, realizou-se uma ampliação desse perfil com a distinção das diferentes argilas moles que ocorrem nesse universo, seguindo a metodologia adotada por Coutinho *et al.* (1998): argilas arenosas, argilas siltosas, argilas orgânicas e solos orgânicos/turfas. Conforme Figura 97, as argilas arenosas ocorrem ao longo de todas as camadas (C1 a C5), com valores de W_n entre 25% e 75%; as argilas siltosas, assim como as arenosas, também ocorrem ao longo de todas

as camadas, com valores de W_n variando de 30% a 95%, compreendendo à um subuniverso intermediário entre as argilas arenosas e as argilas orgânicas; as argilas orgânicas ocorrem principalmente entre as camadas C2 e C4, com valores de W_n entre 90% e 350%, e; os solos orgânicos/turfas ocorrem principalmente na camada C2 (3 - 9 m) com valores de W_n variando de 120% a 800%.

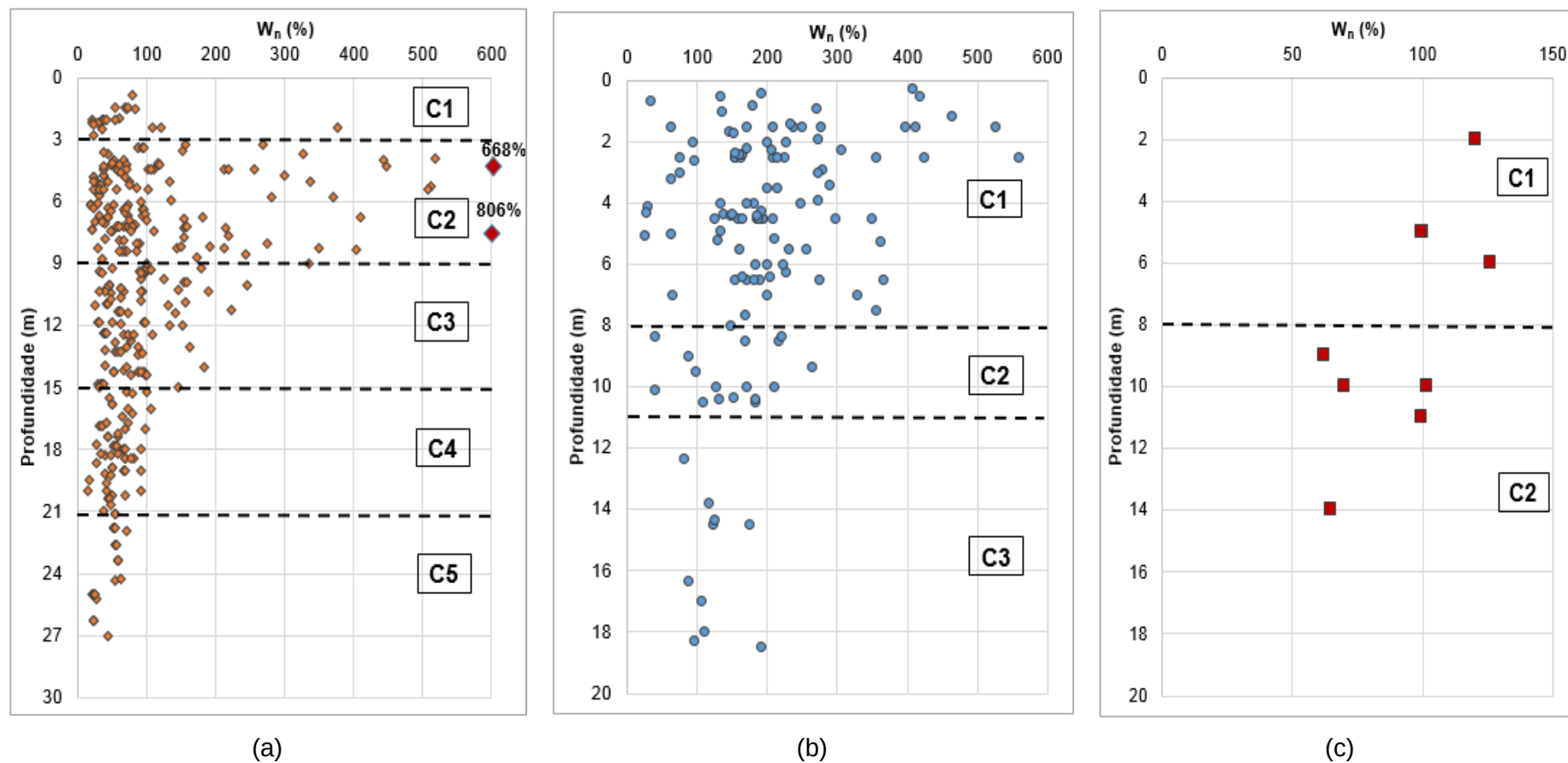
A distribuição de frequência da umidade natural apresentou que a Planície do Recife possui 44,4% dos seus resultados com valores entre 50 e 100%. Entretanto, forte foi a ocorrência de valores de umidade inferiores a 50%, com 32,6% dos disponíveis, sendo relacionados a camadas de argila mole com intercalações de solos arenosos e resultados de argilas arenosas, como discutido no Capítulo 6. Valores de umidade superiores a 200% representaram cerca de 9,4% dos resultados desse universo (FIGURA 98a).

O perfil de umidade natural de Suape (FIGURA 96b) apresentou tendência geral de decrescimento. A camada C1 foi a que apresentou maior dispersão de valores, variando de 80% a 560%. Na camada C2, a dispersão foi menor que a observada na C1, variando de 80% a 280%. Na camada C3, os valores mantiveram-se em torno de 125%.

Ainda sobre os resultados de W_n de Suape, a distribuição de frequência apresentou que 45% dos resultados apresentam-se no intervalo entre 100 e 200%, 10% das umidades entre 50 e 100%, 27% dos dados entre 200 e 300% e apenas 5% com valores abaixo de 50% (FIGURA 98b).

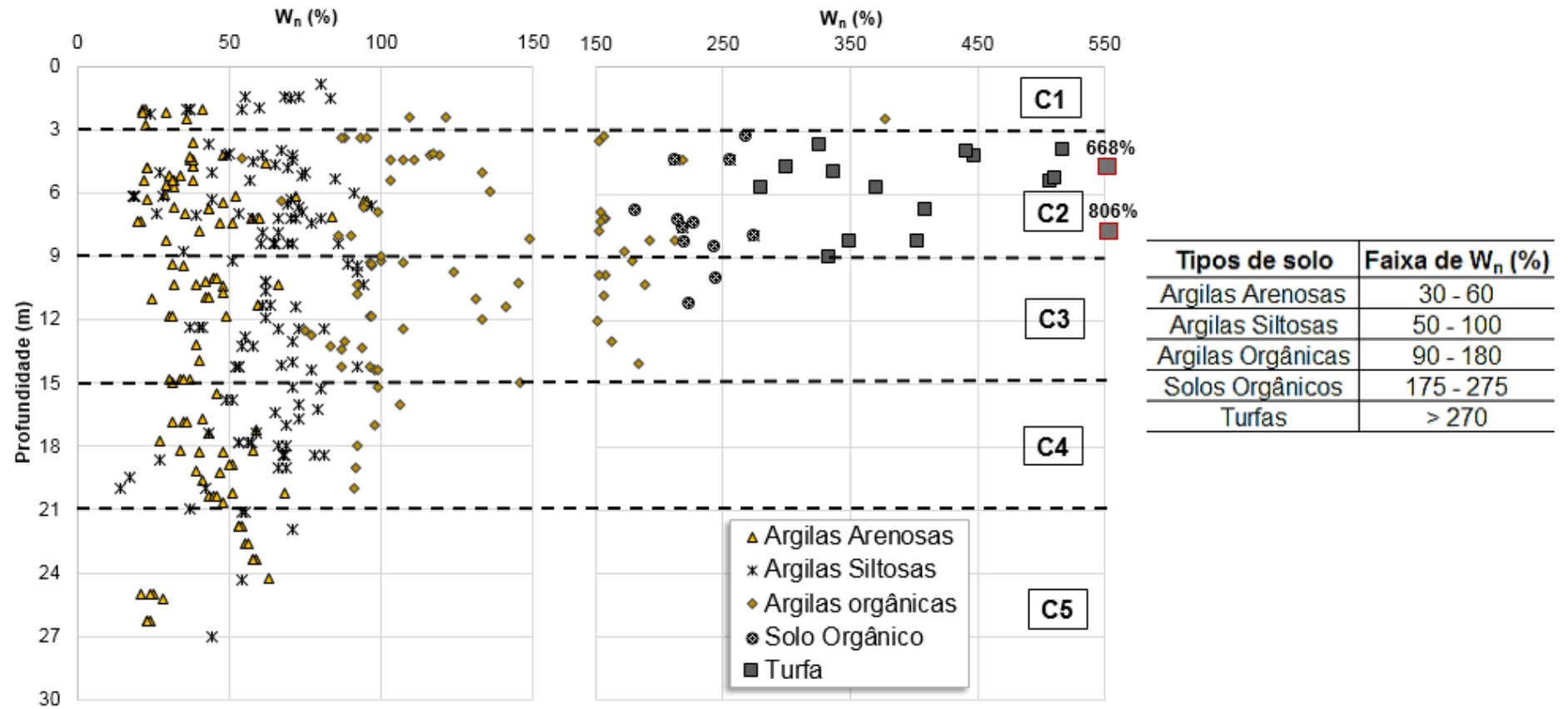
Na Várzea de Goiana, a umidade natural apresentou tendência de decrescimento ao longo da profundidade, enquadrando-se nas tendências e faixas observadas na Planície do Recife (FIGURA 96c), com a camada C1 apresentando valores de W_n superiores a 100%, enquanto que a camada C2 apresentou valores inferiores a este. Para este universo, devido ao pequeno volume de dados, não será apresentada a análise de distribuição de frequência, porém apresentou 5 pontos entre 50 e 100%, e 3 acima de 100%.

Figura 96 - Perfis de umidade natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

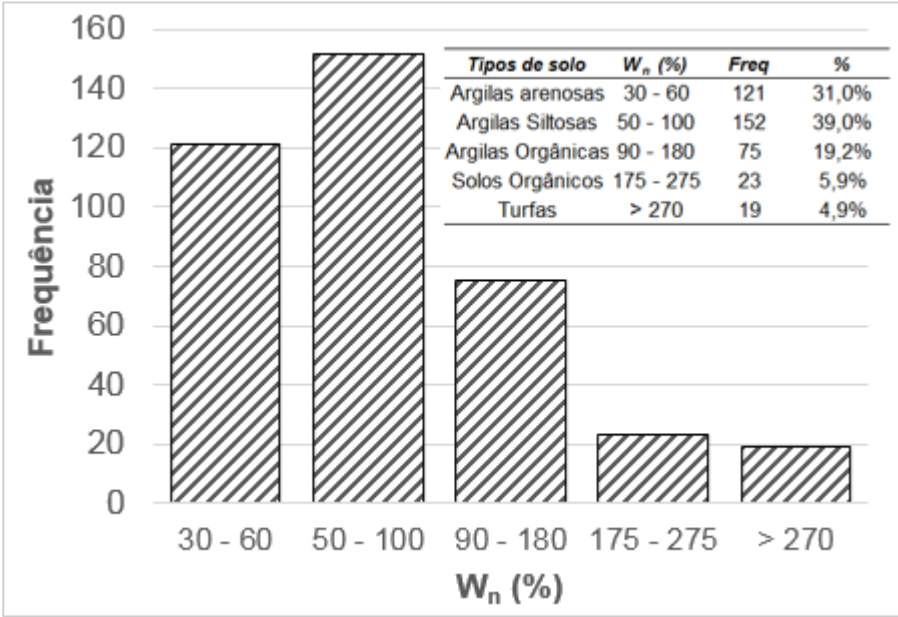
Figura 97 - Perfil de umidade natural da Planície do Recife, ampliado



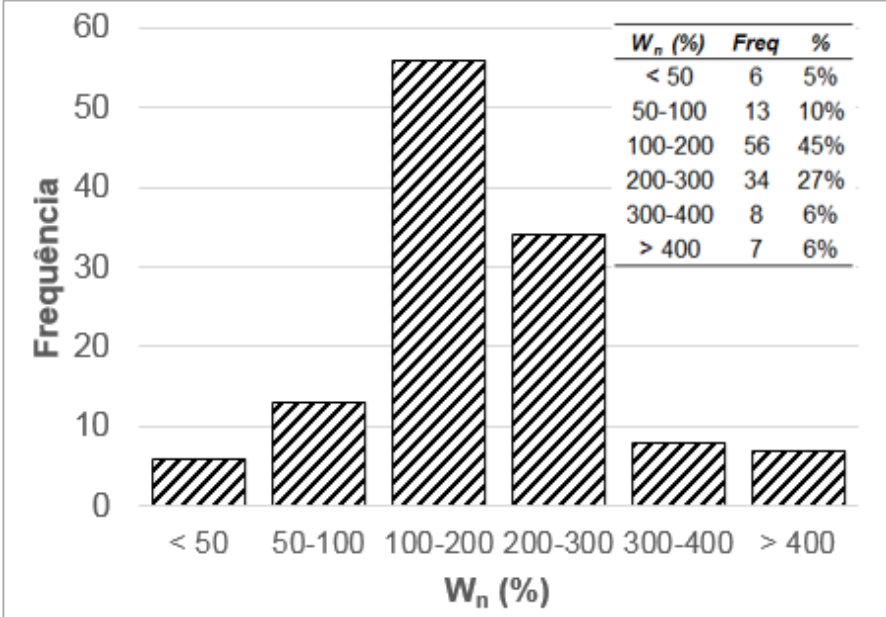
Fonte: O autor.

Figura 98 - Distribuição de frequência da umidade natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape

Fonte: O autor.



(a)



(b)

7.2 TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA (TMO)

Todos os resultados apresentados para esse parâmetro do solo correspondem aos ensaios de queima, conforme ABNT NBR 13600/1996. Para classificação dos solos do atual BD de acordo com TMO, utilizou-se a proposta de Huang *et al.* (2009), conforme Tabela 32.

Tabela 32 – Classificação dos solos de acordo com o TMO

Classificação	Faixa de TMO (%)
Solo mineral	0 - 3
Solo mineral c/ M.O.	3 - 15
Solo orgânico	15 - 30
Turfa	> 30

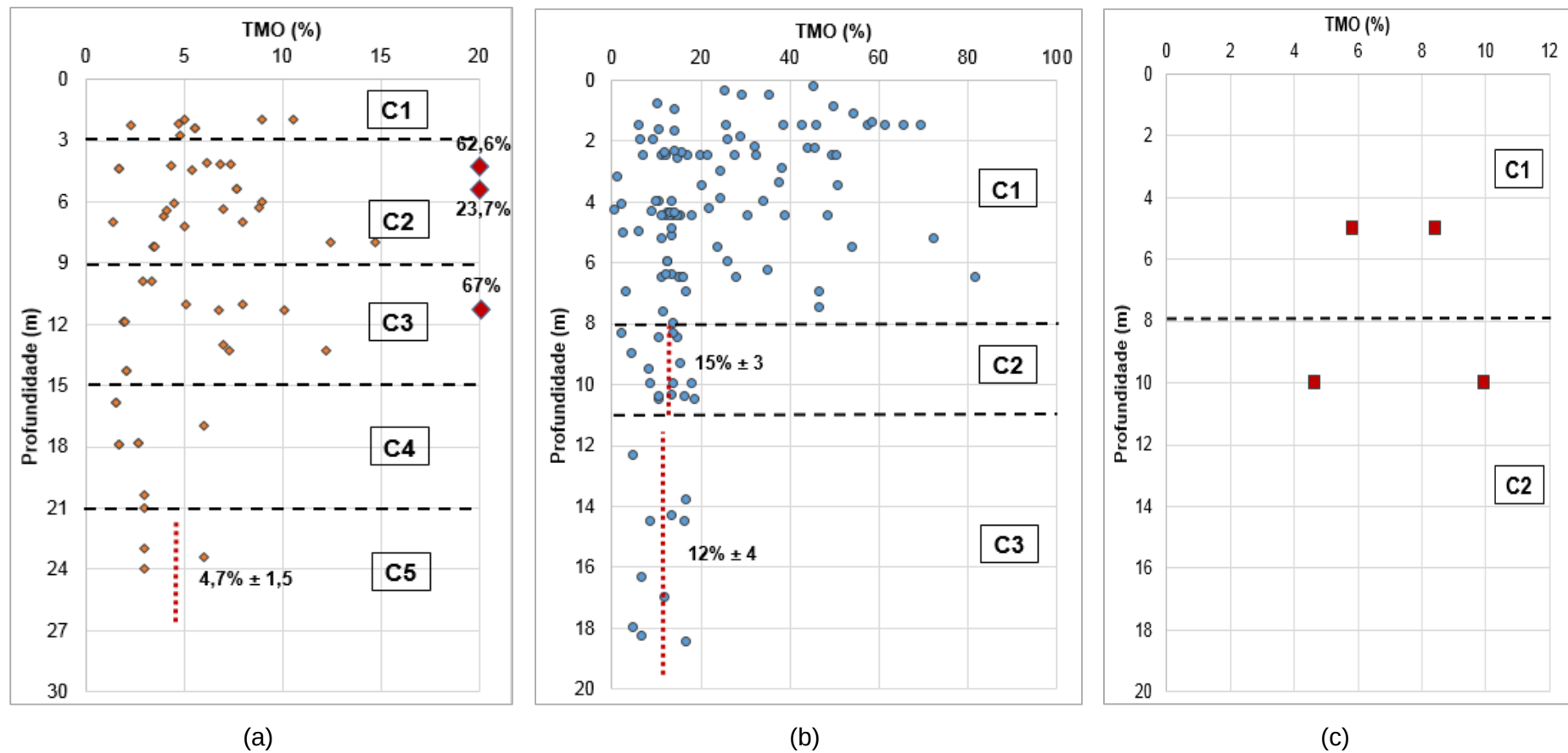
Fonte: Huang *et al.* (2009).

O perfil de TMO da Planície do Recife (FIGURA 99a), com algumas exceções, apresentou resultados que classificam os solos como minerais ou minerais com matéria orgânica, com tendência geral de decréscimo ao longo da profundidade. Na camada C1, o TMO variou de 3% a 11%. A camada C2 apresentou alguns resultados pontuais característicos de solos orgânicos/turfas, porém maior quantidade de resultados apresentou-se entre 3% e 15%. A camada C3, apresentou comportamento semelhante à C2. Na camada C4, os valores de TMO mantiveram-se abaixo de 5%. A camada C3 apresentou média de TMO de 4,7%.

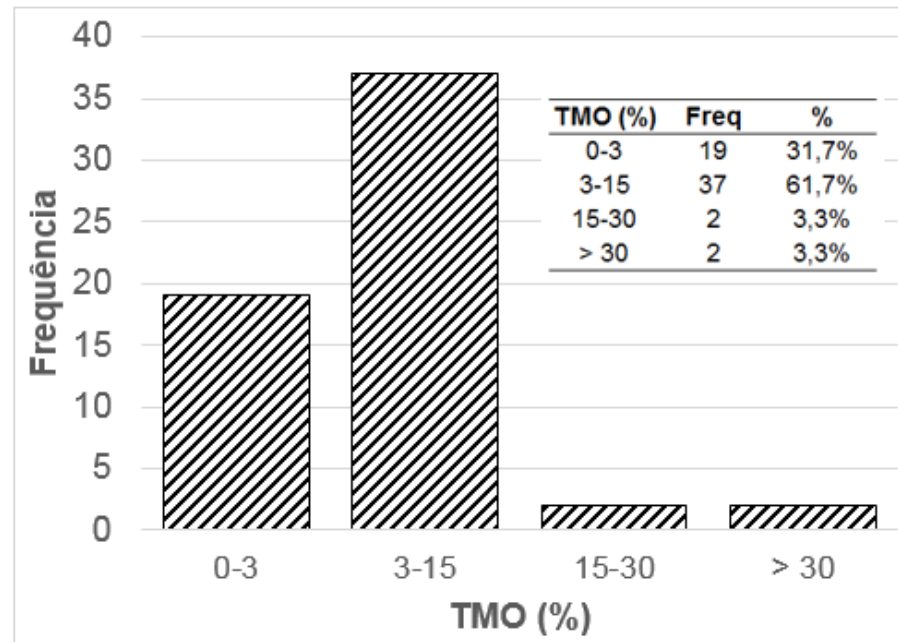
A distribuição de frequência do teor de matéria orgânica na Planície do Recife apresentou que 61,7% dos dados são classificados como solos minerais com matéria orgânica, 31,7% como solos minerais, 3,3% como solos orgânicos e 3,3% como turfás, conforme Figura 100a.

O perfil de TMO de Suape (FIGURA 99b) apresentou tendência geral de decréscimo de magnitude ao longo da profundidade. A camada C1 apresentou forte variação de resultados, de 8% a 82%. Na camada C2, os valores de TMO mantiveram-se em torno da média de 15%. Na camada C3, os resultados de TMO apresentaram-se em torno de média um pouco inferior a C2, 12%.

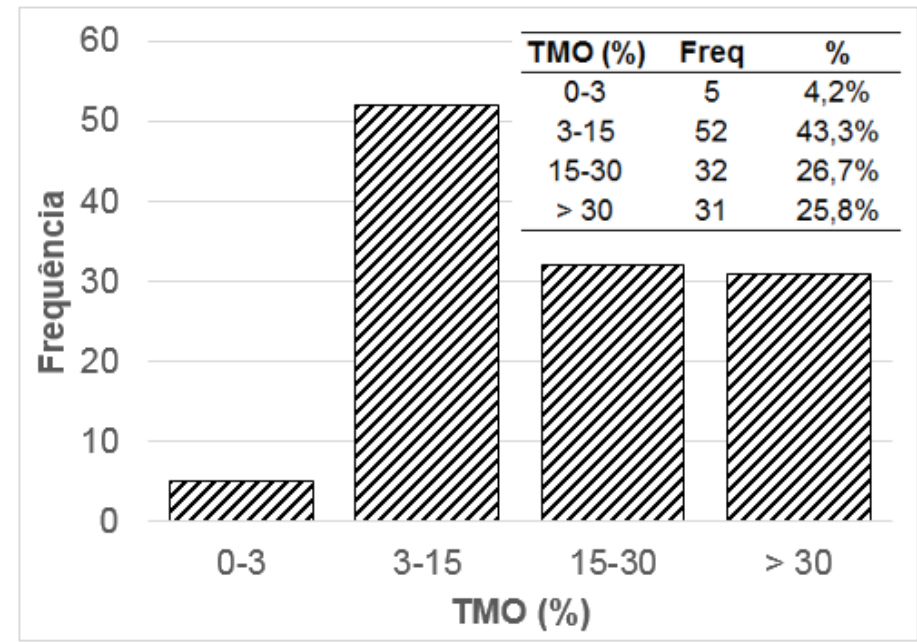
Figura 99 - Perfis de teor de matéria orgânica: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

Figura 100 - Distribuição de frequência do teor de matéria orgânica: (a) Planície do Recife; (b) Suape

(a)



(b)

Fonte: O autor.

A distribuição de frequência da TMO em Suape mostrou que 43,3% dos resultados analisados classificam as suas respectivas amostras como solo mineral com matéria orgânica, 26,7% como solos orgânicos, 25,8% como turfas e 4,2% como solos minerais (FIGURA 100b). Nota-se clara diferença do aporte orgânico dos solos desse universo em relação aos demais (Planície do Recife e Várzea de Goiana).

O perfil de TMO da Várzea de Goiana (FIGURA 99c) apresentou valor médio de 7% na camada C1; na camada C2 os valores foram de 4,7% e 9,9%.

A matéria orgânica nos solos possui grande potencialidade de armazenamento de água, sendo característicos dos solos orgânicos os elevados teores de umidade natural (W_n).

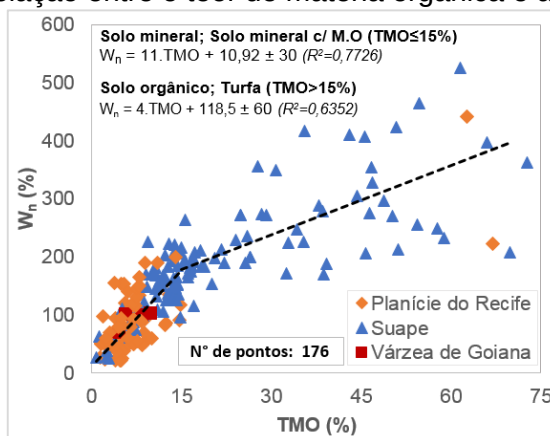
Como prática corriqueira da geotecnia nacional (COUTINHO *et al.* 1998; ALMEIDA *et al.* 2008; BARONI, 2016) e internacional e em busca de evidenciar o comportamento dos solos dos universos analisados, o teor de umidade e o teor de matéria orgânica foram correlacionados (FIGURA 101).

A relação apresentada na Figura 101, a partir de 176 dados correlacionáveis mostra que, em geral, valores de TMO inferiores a 15%, característicos de solos minerais com matéria orgânica, apresentam teores de umidade natural de até 200% seguindo a Equação 8. Aportes orgânicos superiores a 15%, característicos de solos orgânicos/turfas, para os universos em estudo, apresentaram umidades variando de 250 a 480%, seguindo tendência de crescimento conforme Equação 9.

$$W_n = 11.TMO + 10,92 \quad (8)$$

$$W_n = 4.TMO + 118,5 \quad (9)$$

Figura 101 - Relação entre o teor de matéria orgânica e a umidade natural



Fonte: O autor.

7.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA (W_L , W_P , IP , I_L)

Bjerrum (1973) apresentou a influência da umidade inicial das amostras para a obtenção dos Limites de Atterberg, evidenciando que, principalmente nas argilas com matéria orgânica, os valores dos limites de consistência possuem relação direta com a umidade inicial da amostra. A experiência geotécnica nacional execução dos ensaios desses ensaios já apresentou que as recomendações da norma brasileira (NBRs 6459/2016 e 7180/2016), à qual orienta a secagem prévia das amostras induz obtenção de resultados incoerentes para solos com matéria orgânica, sendo inferiores aos obtidos por metodologia sem a secagem prévia (BOGOSSIAN e LIMA, 1974; COUTINHO, 1976; ORTIGÃO, 1980).

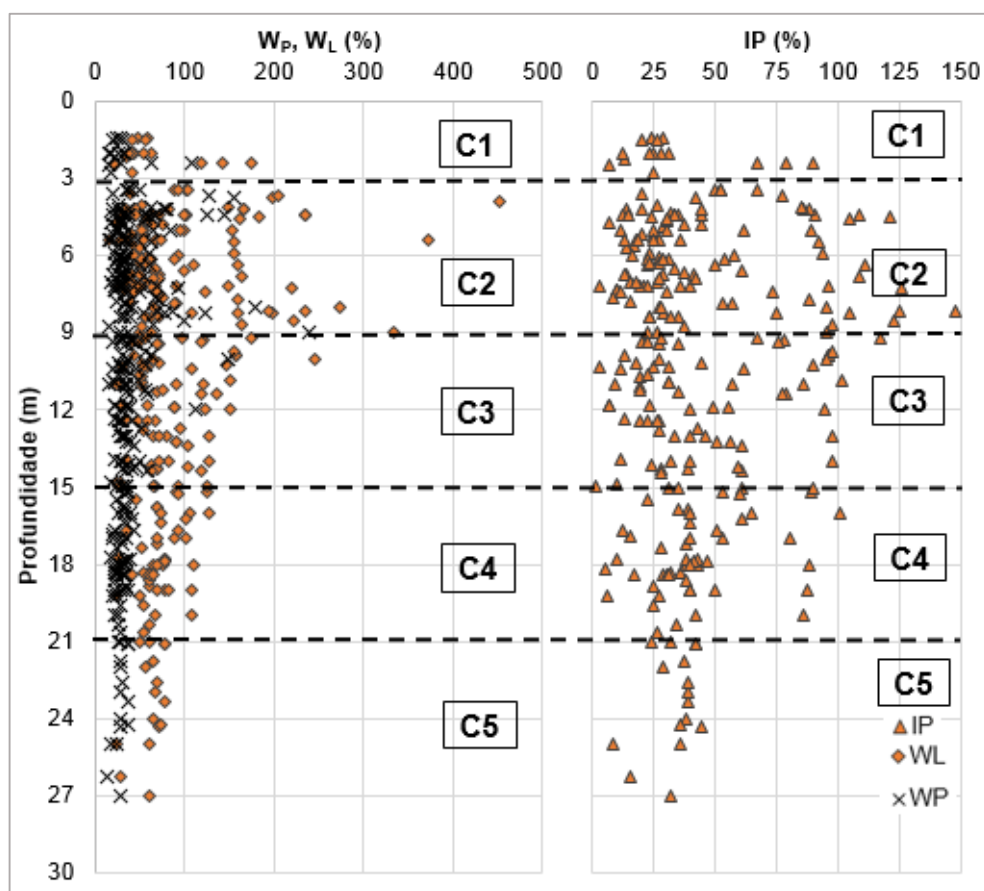
Todos os resultados de W_L foram analisados e discutidos, principalmente nas análises de distribuição de frequência conforme classificação de plasticidade de Head e Epps (2011) (TABELA 33).

Tabela 33 - Classificação da plasticidade de acordo com o limite de liquidez

Plasticidade	W_L
Baixa	< 35
Média	35 – 50
Alta	50 – 70
Muito alta	70 – 90
Extremamente alta	> 90

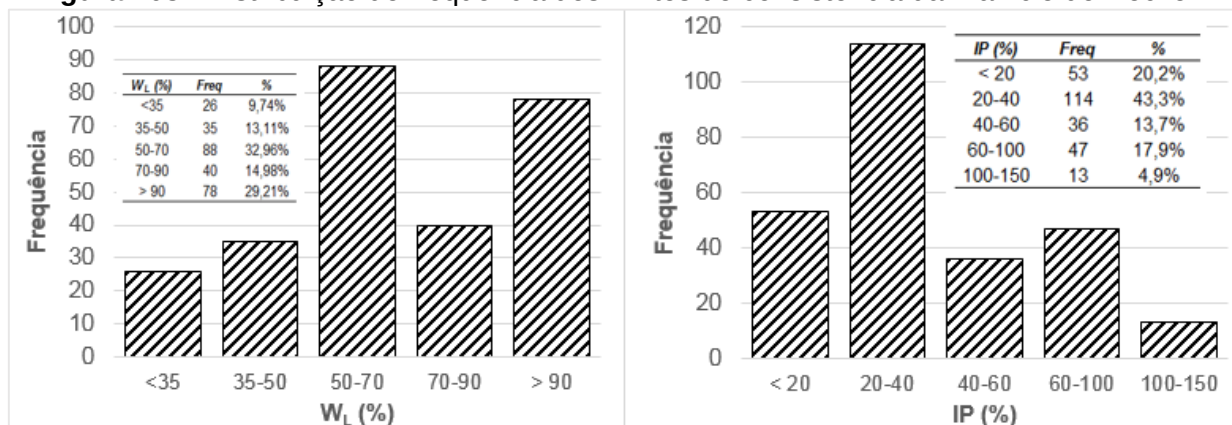
Fonte: Head e Epps (2011).

Na Planície do Recife, o perfil dos limites de consistência (FIGURA 102) na camada C1 resultados de índice de plasticidade em torno de 25%; na camada C2, a dispersão desses resultados foi maior, com valores de IP variando desde 25% até quase 150%; na camada C3 essa faixa observada na segunda sofreu menor dispersão, com máximos valores de 100%; na C4 os valores de IP variaram de 25% a 100%, com forte concentração em torno de 37%; na C5 os resultados de IP mantiveram-se em torno de 35%.

Figura 102 - Perfil dos limites de Atterberg da Planície do Recife

Fonte: O autor.

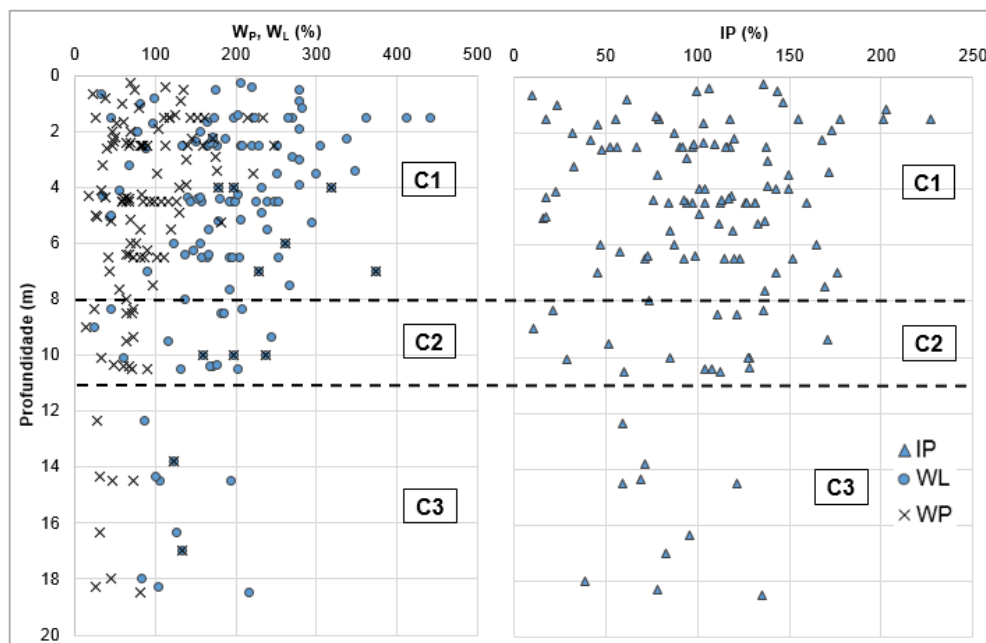
A distribuição de frequência dos resultados de limites de consistência da Planície do Recife (FIGURA 103) mostrou que cerca de 33% dos resultados de W_L são classificados como plasticidade alta, 29,2% como extremamente alta, quase 15% como muito alta, 13,1% como média e, apenas 9,8% como de baixa plasticidade. Em relação ao índice de plasticidade, destaca-se que maior ocorrência dos valores para esse universo (43,3%) ocorreu entre 20 e 40%.

Figura 103 - Distribuição de frequência dos limites de consistência da Planície do Recife

Fonte: O autor.

O perfil dos limites de Atterberg de Suape (FIGURA 104) apresentou forte dispersão dos resultados na camada C1, sendo observados valores de W_L variando de 100% a 450% e IP variando de 30 a 225%. Na camada C2, a dispersão foi menor do que a da C1, porém com faixa semelhante. Na camada C3, essa dispersão diminuiu atingindo valores médios de W_L de 130% e IP de 75%.

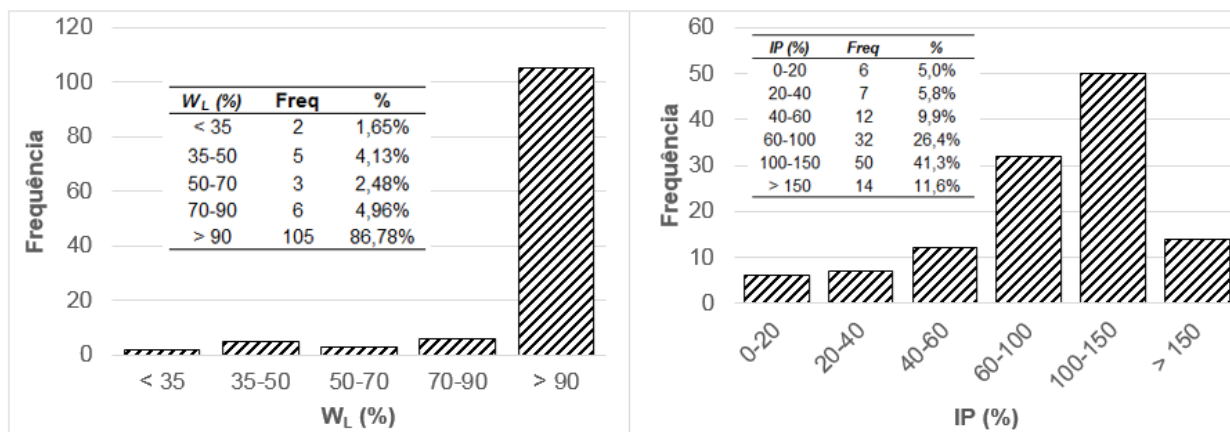
Figura 104 - Perfil dos limites de Atterberg de Suape



Fonte: O autor.

De acordo com a distribuição de frequência dos limites de Atterberg de Suape (FIGURA 105), quase 90% dos resultados de W_L foram classificados como plasticidade extremamente alta, e cerca de 41% dos resultados de IP ocorreram em torno de 100 a 150%.

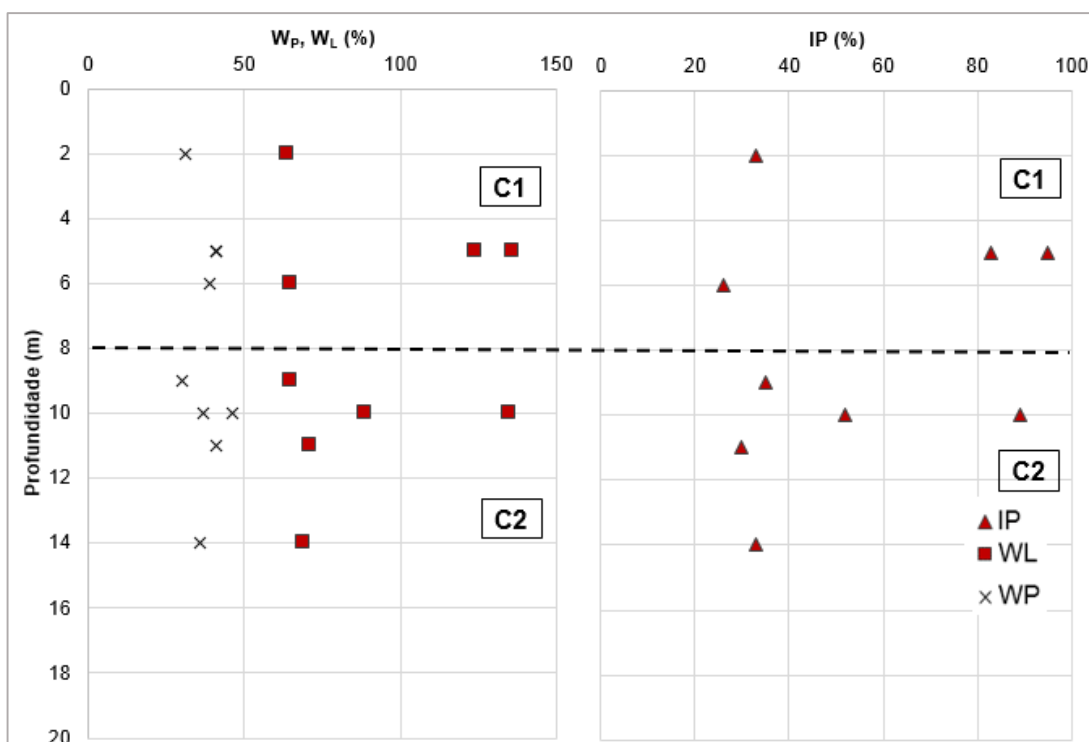
Figura 105 - Distribuição de frequência dos limites de consistência de Suape



Fonte: O autor.

A Várzea de Goiana apresentou, ao longo do perfil, valores médios de W_L e IP de 91% e 53%, respectivamente, sendo assim classificados como de plasticidade extremamente alta, com faixas semelhantes nas camadas C1 e C2. Porém, observou-se que a maioria dos resultados de W_L ocorreu de 55 a 70%, classificando-se como de plasticidade alta, conforme Figura 106.

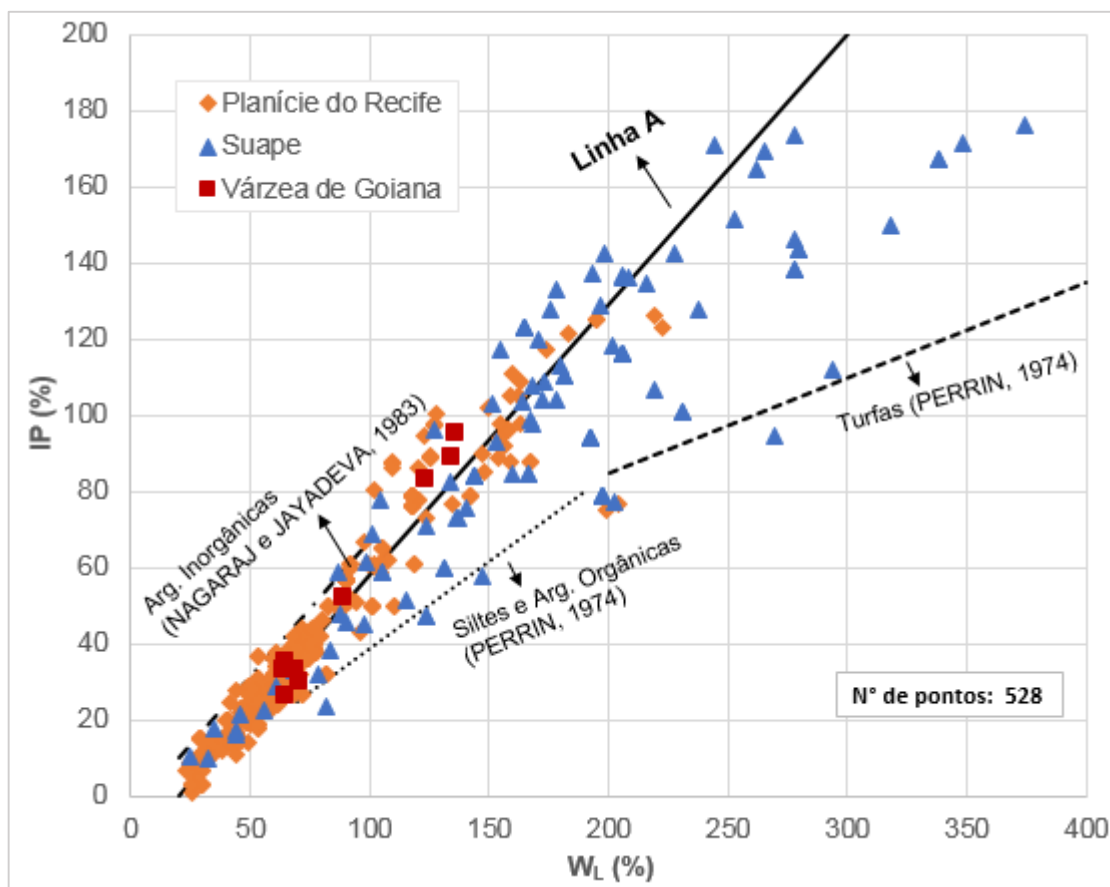
Figura 106 - Perfil dos limites de Atterberg da Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

Casagrande (1932) desenvolveu a carta de plasticidade afim de compreender a relação entre o limite de liquidez e a plasticidade de um solo, evidenciando que, para o universo analisado por ele, os solos argilosos inorgânicos apresentavam valores de W_L e IP correlacionáveis acima de uma determinada região delimitada por uma linha, denominada de “linha A”, enquanto que os orgânicos apresentavam resultados abaixo da mesma.

Para os universos estudados, observou-se na carta de plasticidade (FIGURA 107), grande concentração de pontos próximos à linha A, com a maioria dos valores acima dela até W_L de 130% e abaixo para valores de $W_L > 150\%$, ocorrendo principalmente nos resultados de Suape.

Figura 107 - Carta de plasticidade de Casagrande do BD-RMRecife

Fonte: A partir de Coutinho *et al.* (1998), adaptado de Casagrande (1932).

O índice de liquidez ($I_L = [W_n - W_P] / IP$) é um parâmetro indicativo da consistência e da possível história de tensões a qual o solo foi submetido. Segundo Mitchell e Soga (2005), as argilas na condição normalmente adensadas tendem a apresentar valores de I_L em torno de 1,0, ou seja, quando a umidade natural for próxima ou igual ao limite de liquidez, além disso, valores muito superiores a 1,0 podem indicar elevada sensibilidade. Os valores de I_L dos universos estudados foram discutidos quanto ao indicativo do histórico de tensões, da sensibilidade e da consistência (TABELA 34).

Tabela 34 - Indicativo da consistência pelo I_L

Consistência	Faixa
Muito mole	$I_L > 0,55$
Mole	$0,55 < I_L < 0,45$
Média	$0,45 < I_L < 0,35$
Rija	$0,35 < I_L < 0,25$
Muito rija	$0,25 < I_L < 0,15$
Dura	$I_L > 0,15$

Fonte: Adaptado de Atkinson (2014).

Analisando-se o perfil de I_L da Planície do Recife (FIGURA 108a), foi observado tendência geral de decrescimento, com valores extremos nas camadas C1, C2 e C3, indicando provável perfil de OCR com tendência a condição normalmente adensada. Nas camadas C4 e C5 a dispersão do I_L diminui, mantendo-se na média de 0,85 e 0,75, respectivamente.

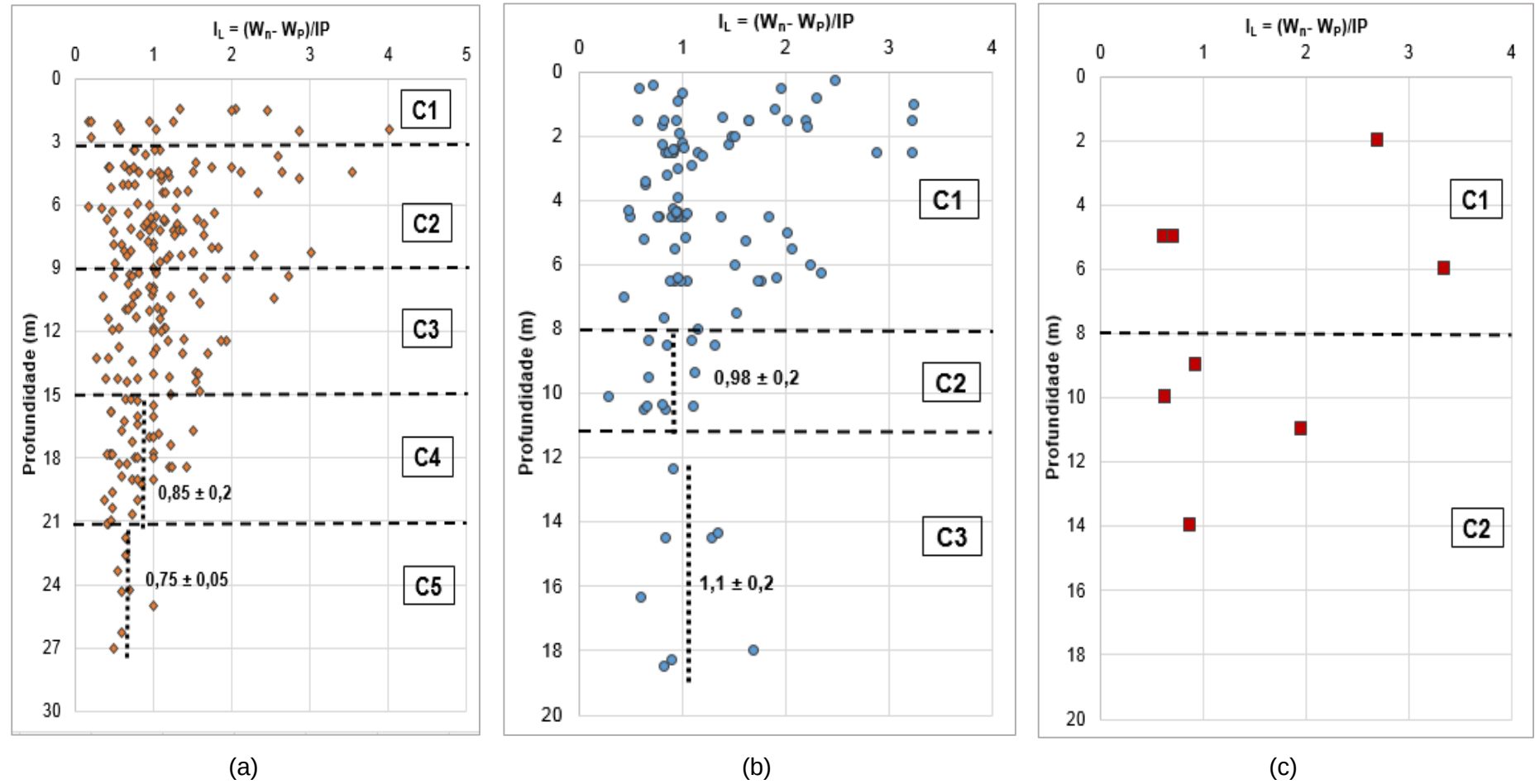
Na Planície do Recife, a análise de distribuição de frequência dos resultados de I_L (FIGURA 109a) mostrou que quase 50% dos resultados podem indicar condição normalmente adensada e mais de 20% indicando alta sensibilidade. Além disso foi observado que cerca de 83% dos resultados podem indicar consistência muito mole dos solos desse universo.

O perfil de I_L de Suape (FIGURA 108b) apresentou na camada C1 valores entre 0,7 a 3,2 indicando possível sensibilidade desses estratos; na camada C2 entre 0,7 e 1,2, com média de 0,98; e na camada C3, os valores de I_L mantiveram-se em torno de 1,1, traduzindo possível condição normalmente adensada.

A distribuição de frequência do I_L de Suape (FIGURA 109b) apresentou que 57,3% dos valores situaram-se em torno de 1, indicando condição normalmente adensada; 29,1% dos valores de I_L foram superiores a 1,4, podendo traduzir alta sensibilidade dos solos com esses valores, assunto que será tratado no Capítulo 9. A distribuição também mostrou que cerca de 96% dos dados de I_L de Suape apresentaram-se superiores a 0,55, indicando possível consistência muito moles dos solos analisados desse universo.

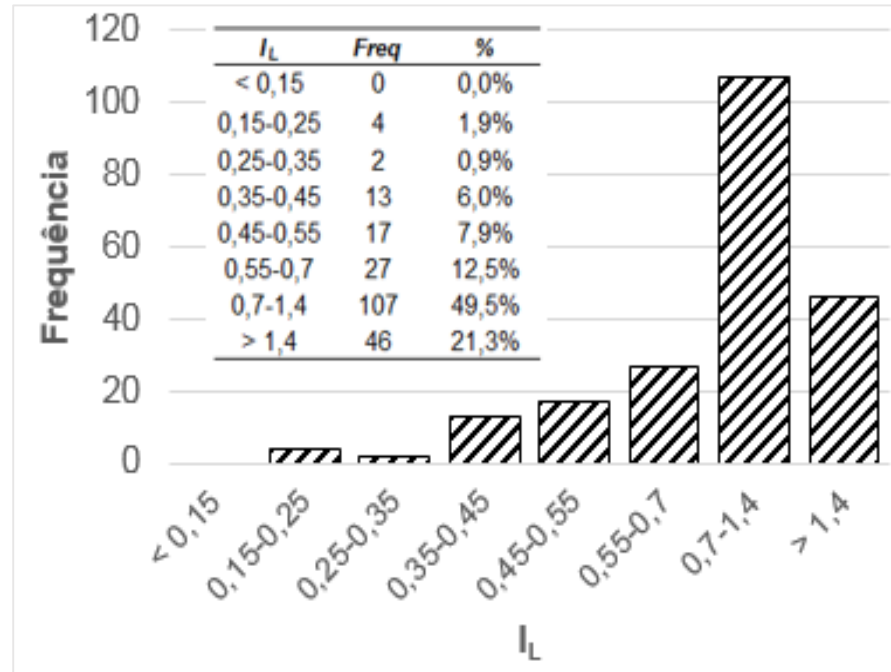
A Várzea de Goiana apresentou ao longo do perfil (FIGURA 108c), valores de I_L de 0,75 a 3,3 na camada C1; na camada C2 a dispersão foi menor, com maioria dos resultados em torno de 1,0.

Figura 108 - Perfis de índice de liquidez: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

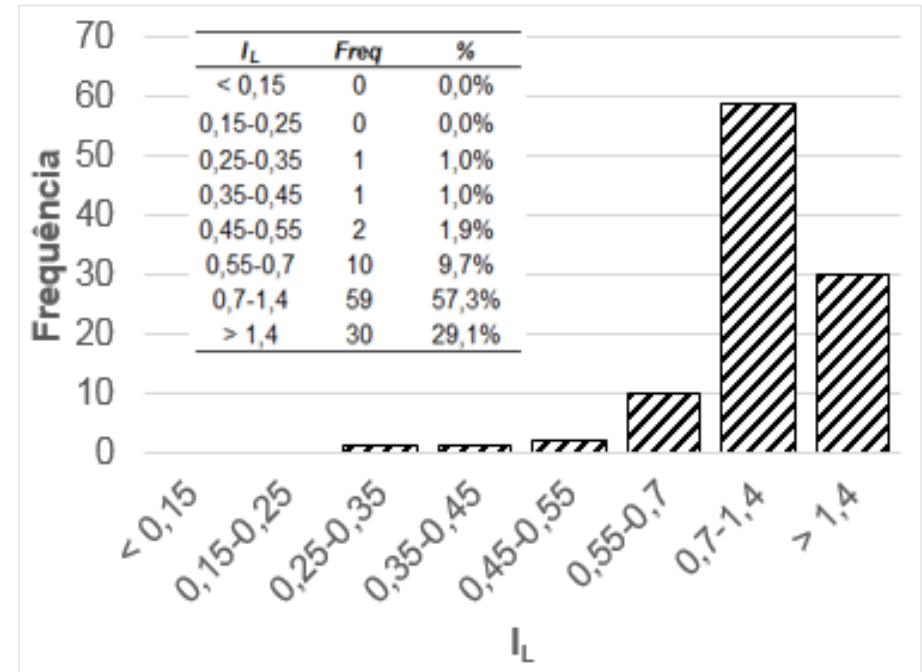


Fonte: O autor.

Figura 109 - Distribuição do índice de liquidez: (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

Fonte: O autor.

7.4 DENSIDADE REAL (MÉDIA) DOS GRÃOS (G_s)

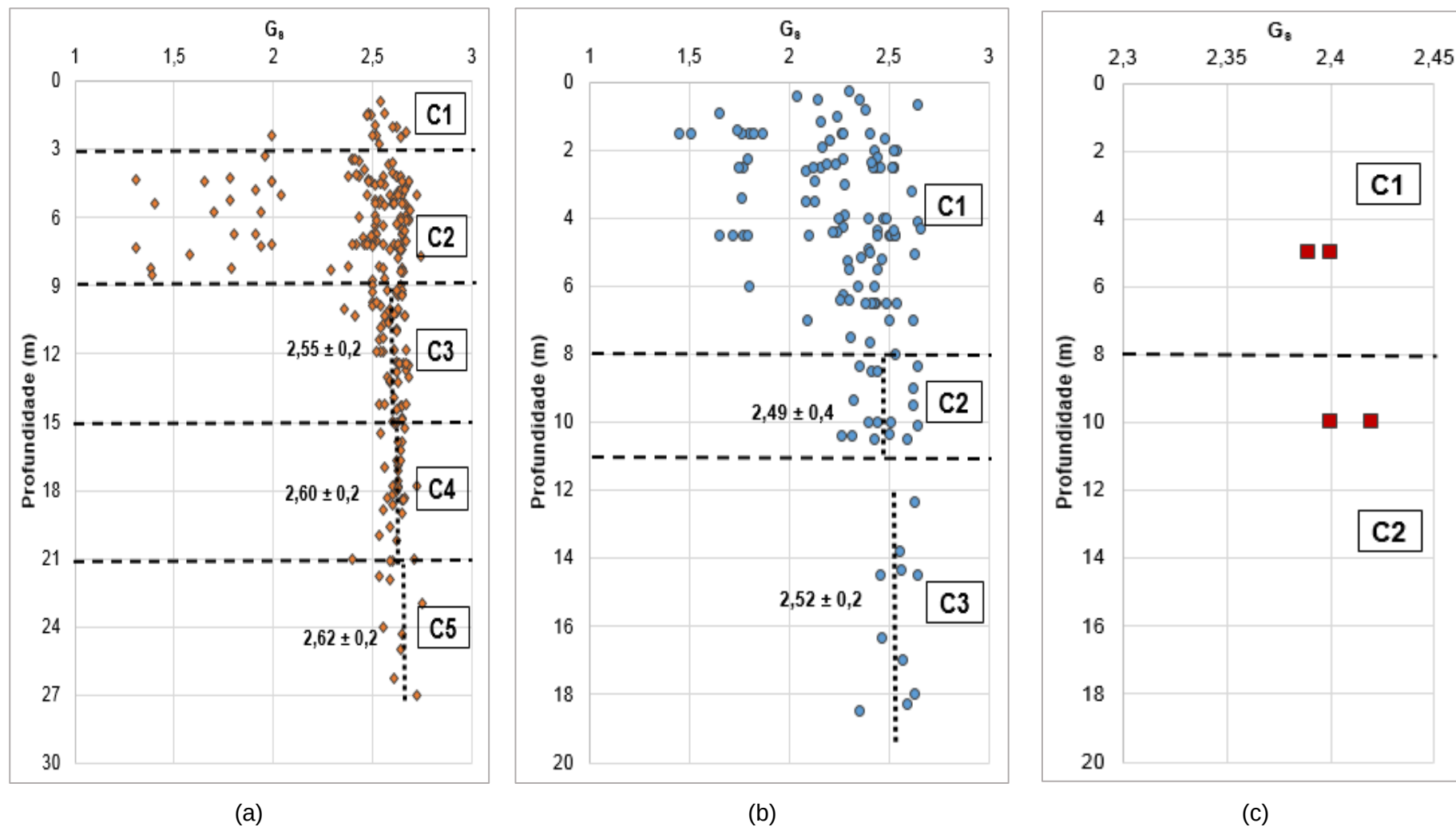
A densidade real dos grãos é a razão entre o peso específico dos grãos do solo (γ_s) e o peso específico da água destilada ($\gamma_w=9,81 \text{ kN/m}^3$). Considerando que os grãos dos solos constituem-se, em geral, de um arranjo heterogêneo de minerais, a densidade real dos grãos de um solo corresponde a um valor médio, visto essa heterogeneidade (MARTINS, 2016).

O perfil de G_s da Planície do Recife (FIGURA 110a) apresentou na camada C1 valores em torno de 2,6; na camada C2 foram observados resultados de G_s característicos da ocorrência de matéria orgânica; nas camadas C3, C4 e C5 os resultados mantiveram-se em torno das médias de 2,55, 2,60 e 2,62, respectivamente. A distribuição de frequência (FIGURA 111a) apresentou, como evidenciado no perfil, que cerca de 88% dos dados de G_s desse universo ocorreram entre 2,3 e 2,6. Valores que indicaram ocorrência de matéria orgânica representaram cerca de 5% dos dados.

Em Suape, o perfil de G_s (FIGURA 110b) apresentou dispersão na camada C1, com valores variando de 1,5 a 2,6, justificados pela ocorrência de elevados teores de matéria orgânica nessas profundidades, como discutido no item 6.3. Na camada C2, os valores de G_s mantiveram-se em torno de 2,49 e na C3 de 2,52. A distribuição de frequência (FIGURA 111b) mostrou que 60,7% dos resultados mantiveram-se em torno de 2,5, sendo os valores indicativos de matéria orgânica ($< 2,3$) representando quase 40% dos dados desse universo.

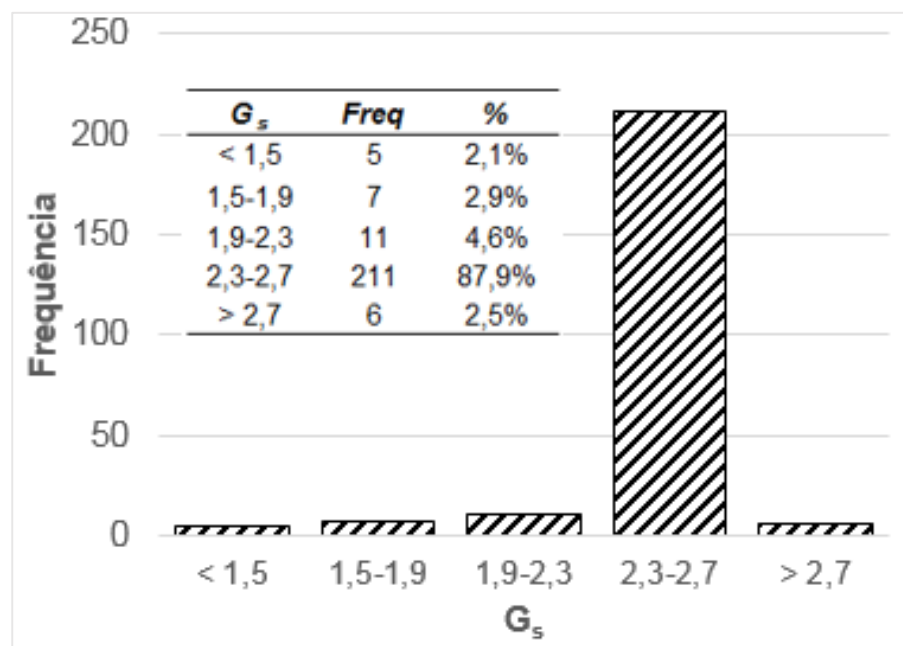
Na Várzea de Goiana, a densidade real (média) dos grãos apresentou-se em torno de 2,4 ao longo do perfil (FIGURA 110c), com a camada C1 apresentando média de 2,38 e a C2 de 2,42.

Figura 110 - Perfis de densidade real (média) dos grãos: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

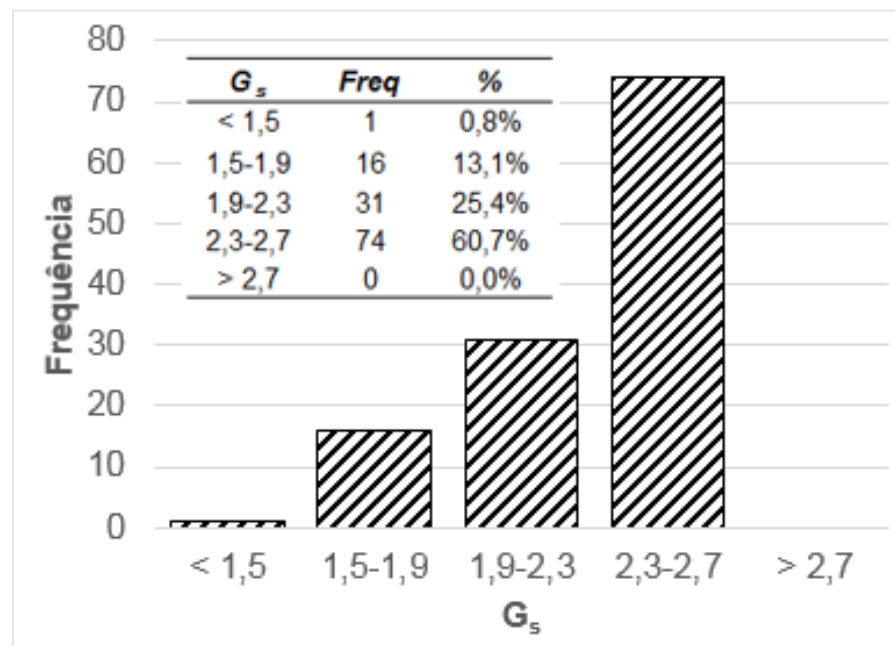


Fonte: O autor.

Figura 111 - Distribuição de frequência da densidade real (média) dos grãos: (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

Fonte: O autor.

7.5 ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e_0)

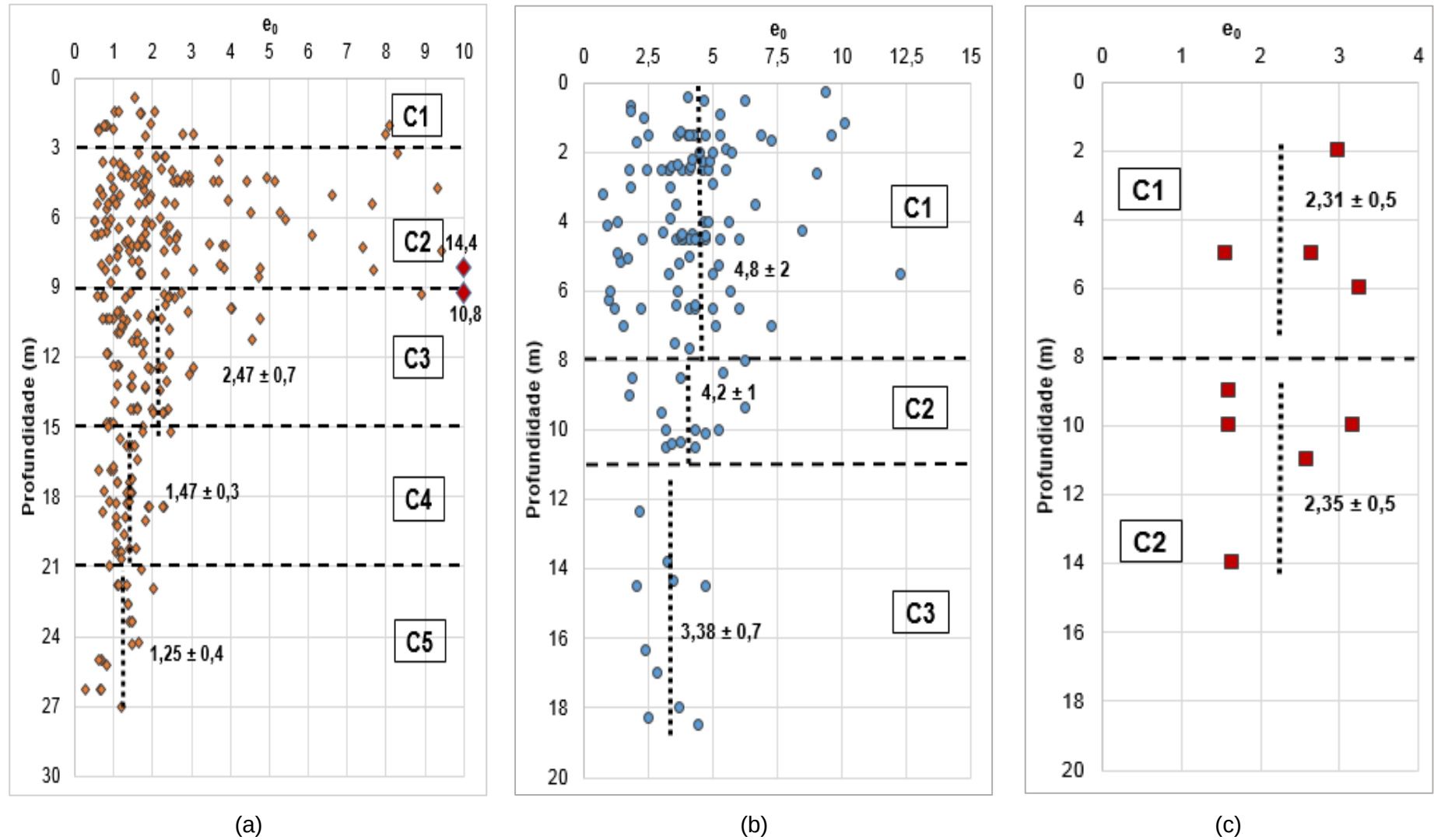
Analisando-se o perfil de e_0 ao longo da profundidade (FIGURA 112a), na Planície do Recife, foi observada tendência geral de decrescimento. Na camada C1 os resultados de e_0 apresentaram-se em torno de 1,6. A camada C2 apresentou alta amplitude de resultados, com valores variando de 1,8 a 14. A camada C3 apresentou menor dispersão, variando de 1,3 a 4,7 e valor médio de 2,46. Nas camadas C4 e C5, os valores de e_0 mantiveram-se em torno das médias de 1,47 e 1,25, respectivamente.

A distribuição de frequência mostrou que 48,5% os resultados de e_0 da Planície do Recife; 20,6% entre 1,5 e 2; 12,4% entre 2 e 2,5; 10,3% de 2,5 a 4 e; 8,2% acima de 4,0, conforme Figura 113a.

O perfil de e_0 de Suape (FIGURA 112b) apresentou na camada C1 valores médios de 4,8, com elevada dispersão, variando de 1,7 a 12,26. Na camada C2, foi observado que os valores de e_0 mantiveram-se em torno da média de 4,2, com pequena dispersão. E a camada C3 apresentou e_0 médio de 3,37. Da distribuição de frequência (FIGURA 113b), destaca-se que quase 30% dos resultados de e_0 desse universo ocorreu entre 4 e 5; 27,3% de 2,5 a 4 e; 22,3% superiores a 5,0.

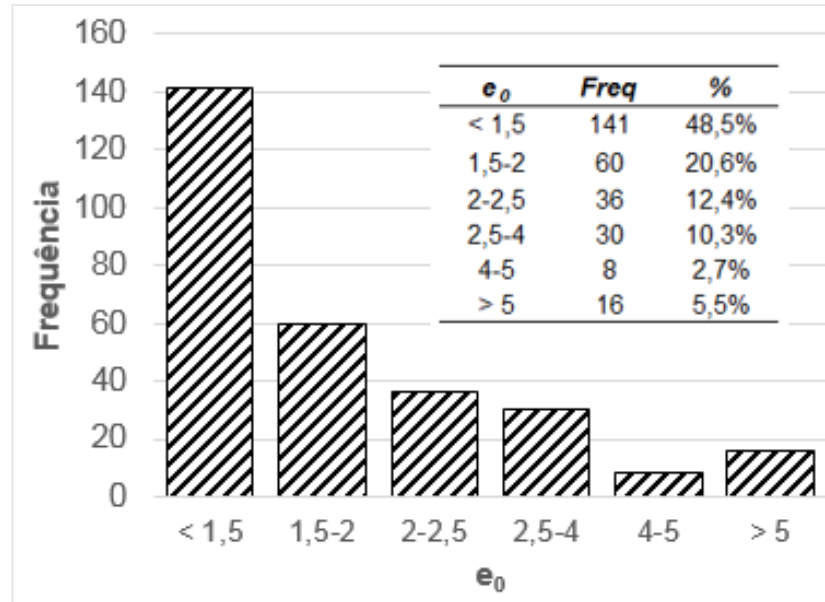
O perfil de e_0 da Várzea de Goiana apresentou valor médio de 2,31 na camada C1 e 2,35 na camada C2, conforme Figura 112c.

Figura 112 - Perfis de índice de vazios inicial: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

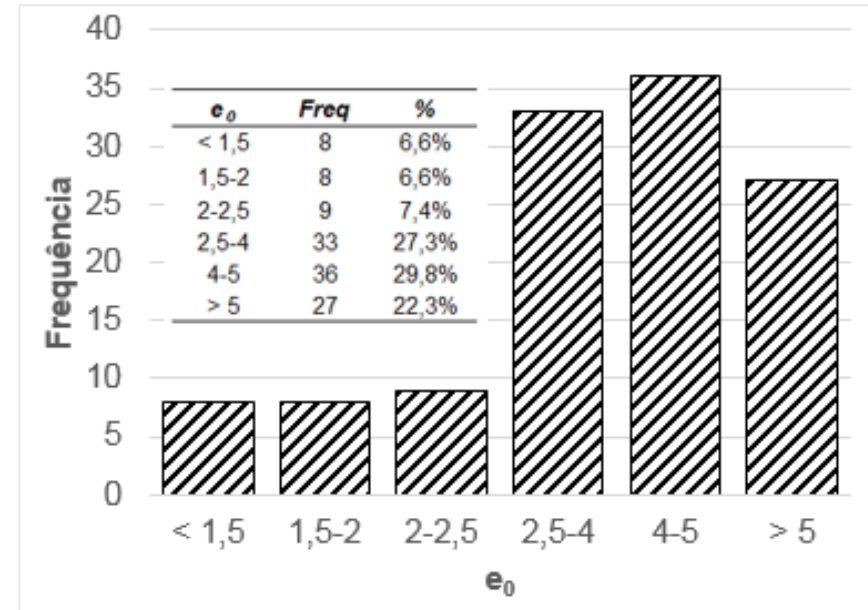


Fonte: O autor.

Figura 113 - Distribuição de frequência do índice de vazios inicial: (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

Fonte: O autor.

7.6 PESO ESPECÍFICO NATURAL (γ_{nat})

O perfil de peso específico natural da Planície do Recife (FIGURA 114a) apresentou uma tendência geral de decrescimento ao longo da profundidade, a partir da camada C4. Na camada C1 os valores de γ_{nat} variaram de 15 kN/m³ a 20 kN/m³. A camada C2 apresentou resultados relativamente baixos de γ_{nat} , característicos da ocorrência de elevado teor de M.O., variando de 10 kN/m³ a 20 kN/m³. A dispersão diminui na camada C3, variando de 13 kN/m³ a 20 kN/m³. As camadas C4 e C5 indicaram a pequena influência da matéria orgânica nos resultados, apresentando valores médios de 15,8 e 17, respectivamente. A grande concentração de resultados em torno de 18 kN/m³ está associada à ocorrência de argilas arenosas na Planície.

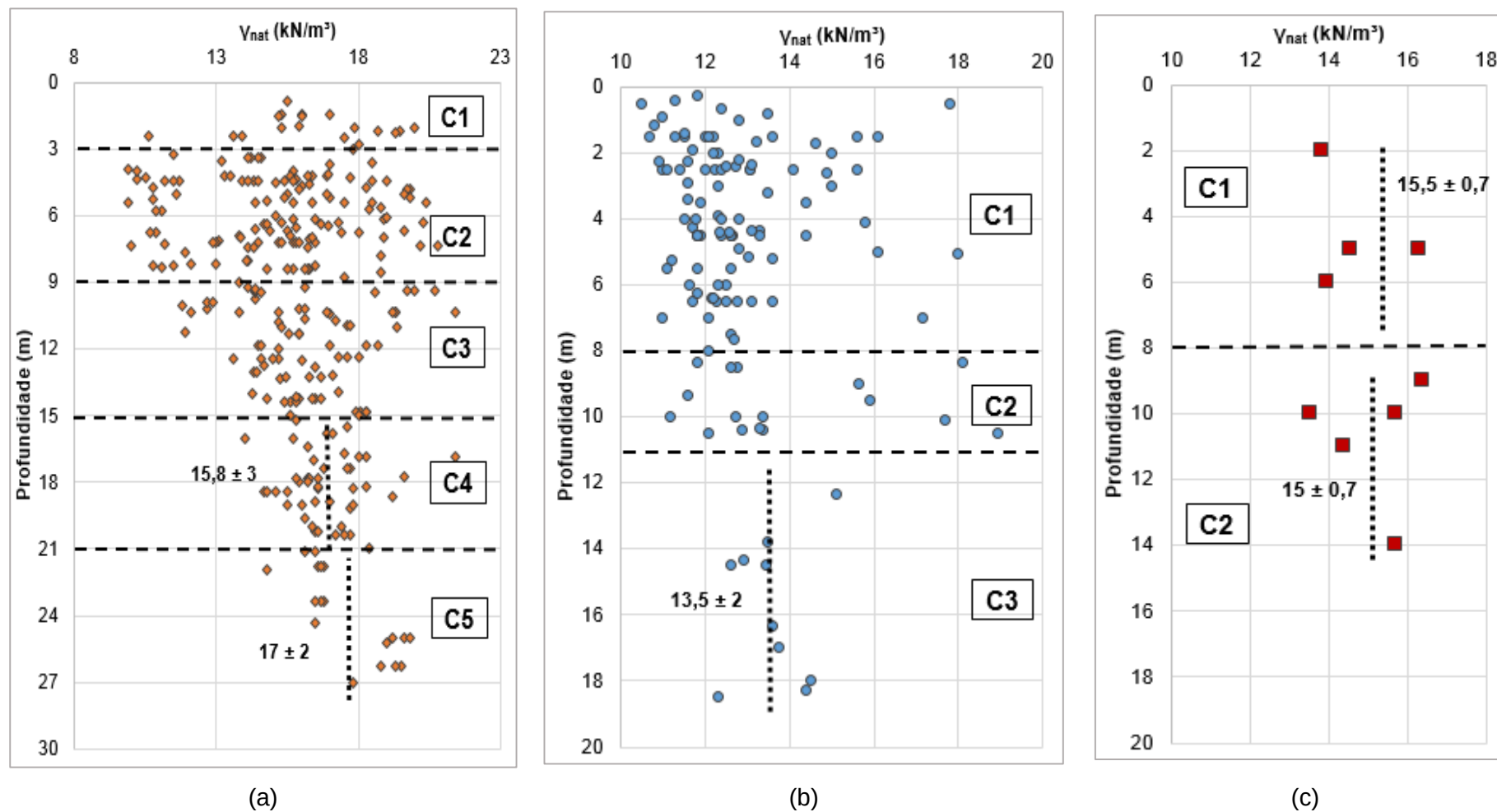
A distribuição de frequência da Planície do Recife (FIGURA 115a) apresentou que 53,9% dos valores de γ_{nat} da Planície do Recife ocorreram entre 14 kN/m³ e 17 kN/m³; 27,8% de 17 kN/m³ a 20 kN/m³ e; 14,8% entre 10 kN/m³ e 14 kN/m³.

Em Suape, ao longo da profundidade (FIGURA 114b), o γ_{nat} apresentou também tendência de crescimento, porém em menor taxa comparada a da Planície do Recife. Verificou-se na camada C1 e C2 forte dispersão de resultados, porém com grande concentração em torno de 12 kN/m³. Na camada C3, os valores de γ_{nat} mantiveram-se em torno da média de 13,5. Valores de γ_{nat} superiores a 14 kN/m³, podem se relacionar a possíveis camadas com ocorrência de lentes de areia.

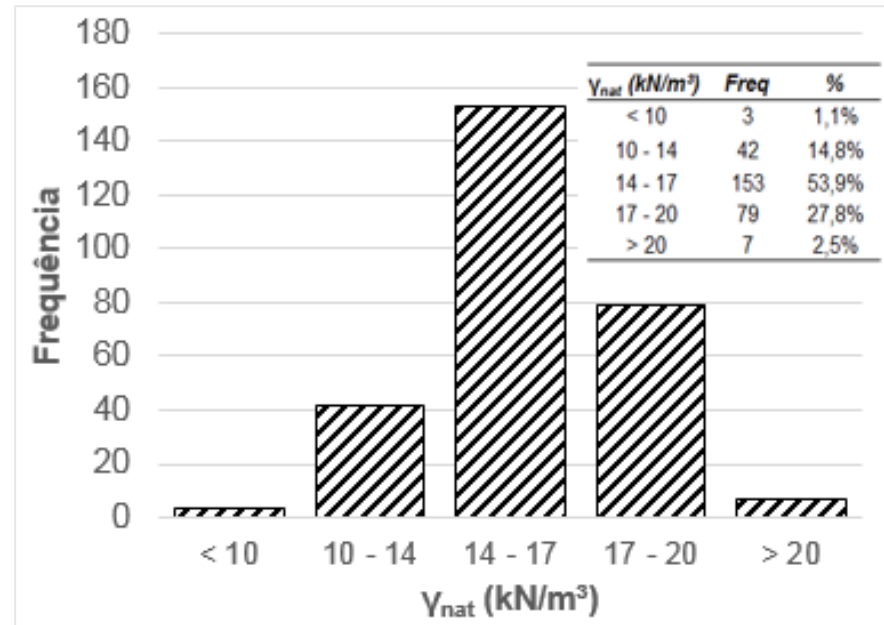
A distribuição de frequência de γ_{nat} de Suape (FIGURA 115b) mostrou que 81,3% dos resultados ocorreram entre 10 e 14 kN/m³; 13,8% entre 14 e 17 kN/m³ e; apenas 6% superiores a 17 kN/m³.

O perfil de γ_{nat} da Várzea de Goiana apresentou na camada C1 valor médio de 15,5 kN/m³ e na camada C2 15 kN/m³, conforme Figura 114c.

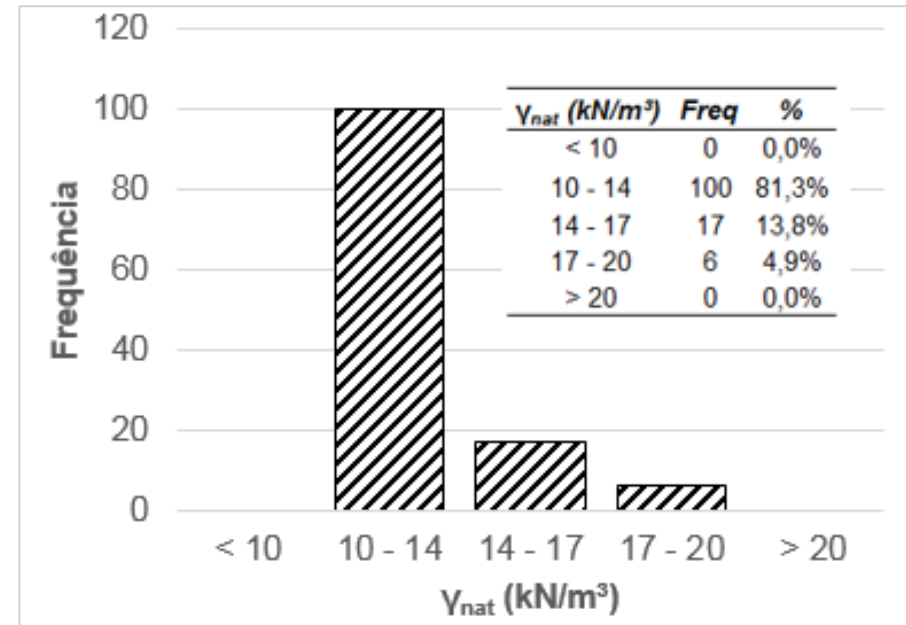
Figura 114 - Perfis de peso específico natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

Figura 115 - Distribuição de frequência do peso específico natural: (a) Planície do Recife; (b) Suape

(a)



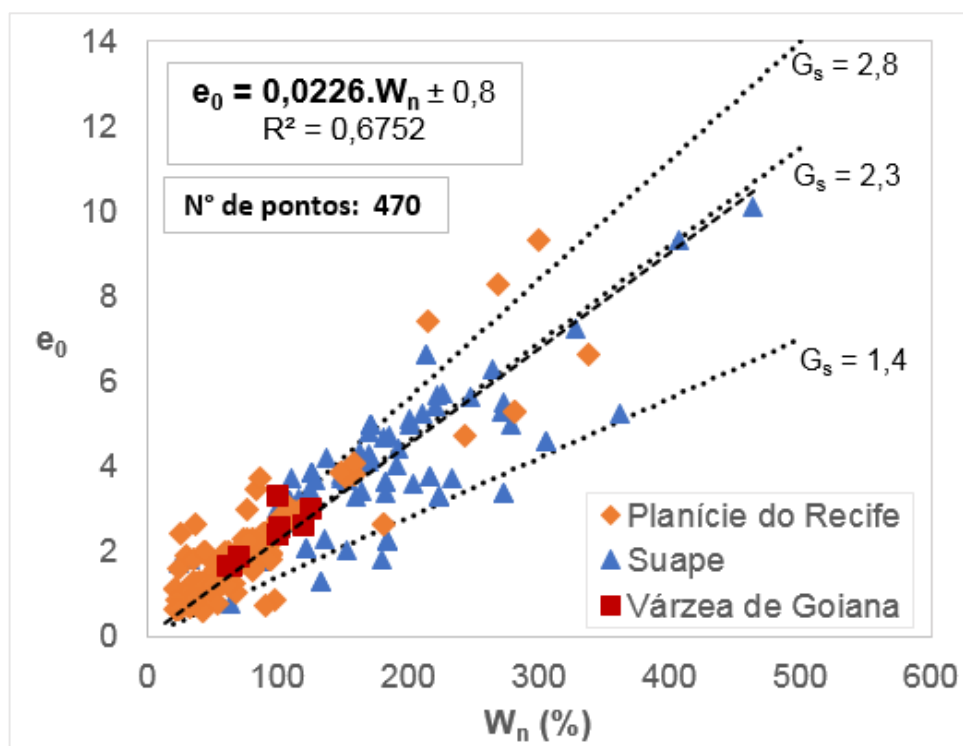
(b)

Fonte: O autor.

7.7 RELAÇÕES E CORRELAÇÕES ENTRE OS ÍNDICES FÍSICOS

A Figura 116 apresenta a relação entre o índice de vazios inicial e a umidade natural das amostras dos universos analisados. Apesar de dispersão, a tendência geral ocorreu como o esperado, com o aumento do índice de vazios diretamente relacionado com o aumento da umidade natural.

Figura 116 - Umidade natural vs. índice de vazios inicial



Fonte: O autor.

As Tabelas 35, 36 e 37 apresentam os valores característicos de e_0 em função de faixas de variação da umidade natural das amostras da Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana, respectivamente.

Tabela 35 - Índice de vazios inicial em função da umidade natural da Planície do Recife

W_n (%)	e_0				
	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,58	3,72	1,48	0,55	337
100 - 200	2,59	4,05	3,11	0,53	23
200 - 300	4,73	8,28	6,19	1,39	5
> 300	6,62	6,62	10,51	3,89	2

Fonte: O autor.

Tabela 36 - Índice de vazios inicial em função da umidade natural de Suape

W_n (%)	e_0				
	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,75	3,00	1,85	0,63	11
100 - 200	1,30	5,00	3,47	1,01	50
200 - 300	3,30	6,65	4,58	1,17	25
> 300	4,59	4,59	6,85	2,23	6

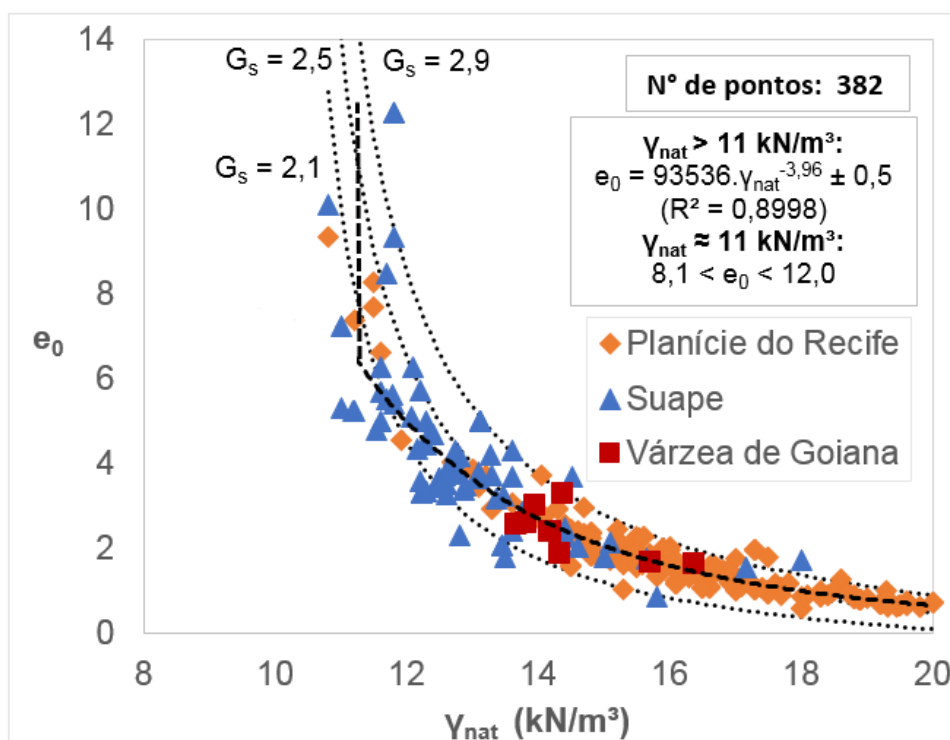
Fonte: O autor.

Tabela 37 - Índice de vazios inicial em função da umidade natural da Várzea de Goiana

W_n (%)	e_0				
	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	1,62	3,26	2,15	0,62	5
100 - 200	2,38	2,99	2,63	0,22	4

Fonte: O autor.

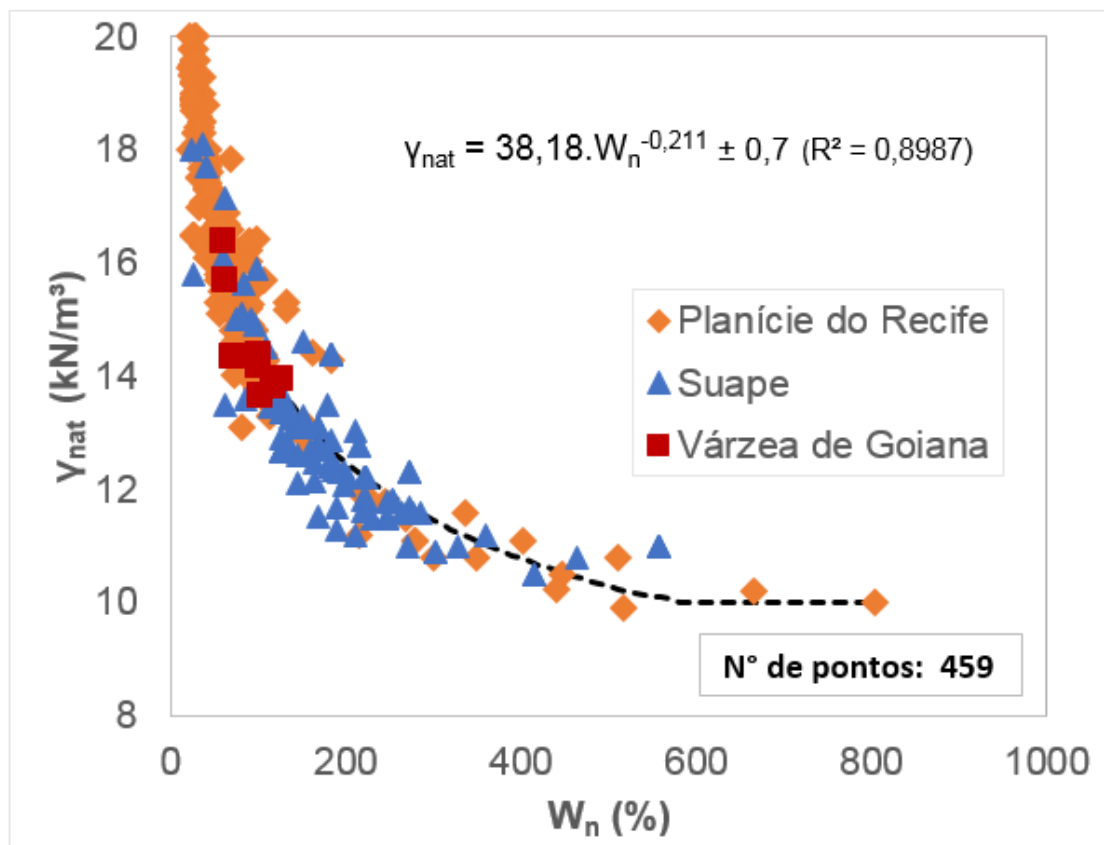
Notou-se, através da Figura 117, decréscimo do índice de vazios inicial com o aumento do peso específico natural. Destaca-se nessa relação, que pesos específicos naturais superiores a 16 kN/m³ ocorrem associados a índices de vazios inicial inferior a 2,0.

Figura 117 - Peso específico natural vs. índice de vazios inicial

Fonte: O autor.

O contrário ocorreu com a umidade natural, na qual seu aumento manteve relação inversa com o peso específico natural (FIGURA 118). Nota-se leve tendência de uniformidade do valor peso específico natural em torno de 10 kN/m³ para umidades naturais superiores a 400%, compatível com o comportamento de solos orgânicos.

Figura 118 - Umidade natural vs. peso específico natural



Fonte: O autor.

7.8 CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO PELO PIEZOCONO (CPTu)

Os ensaios de Piezocone (CPTu) do atual trabalho correspondem apenas aos universos Planície do Recife e Suape, não havendo resultados da Várzea de Goiana. Os resultados desse ensaio na Planície do Recife correspondem a cinco áreas de investigação, enquanto que em Suape correspondem a duas, todas em depósitos de argilas moles. Cada área possui mais de uma vertical de CPTu, porém, para a presente análise, foi considerada o ensaio de maior representatividade de cada área, ou seja, o que apresentou maior coerência com o seu respectivo perfil de solo.

As áreas de investigação com ensaios de CPTu na Planície do Recife foram: ID 34 (Clube Internacional), ID 48 (Sesi-Ibura), ID 58 (Chão de Estrelas), ID 63 (Hospital da Mulher do Recife – HMR) e ID 81 (Shopping Jiquiá).

Na Figura 119 são apresentados os perfis das medições (q_t , f_s e u_2) e dos parâmetros-índice (F_r , R_f , B_q e Q_{t1}) dos ensaios de Piezocone da Planície do Recife. Em todos os perfis, verificou-se grande dispersão dos resultados em profundidades de até 5 metros, acima desta os valores seguem suas respectivas tendências. A essa dispersão em camadas superficiais, associa-se a ocorrência de aterros ou lentes/camadas arenosas, as quais foram desconsideradas nas presentes discussões.

Em Suape, a dispersão dos perfis de medições e parâmetros-índice do ensaio de CPTu ocorreu em profundidades de até 2 metros, assim como discutido para a Planície do Recife, indicando possível ocorrência de camadas de aterros e lentes de areia (FIGURA 120). Tais camadas não serão tratadas na atual discussão.

Quanto aos perfis de resistência de ponta corrigida (q_t) da Planície do Recife, em profundidades superiores a 5 metros, em camadas de argilas moles, foram observados valores variando de 0,35 a 1,05 MPa, com uma tendência média crescente conforme Equação 10.

$$q_t = 0,043 \cdot z + 0,18 \quad (10)$$

Onde:

q_t : resistência de ponta corrigida, em MPa;

z : profundidade, em metros, acima de 5,0.

Em Suape, os perfis de q_t correspondentes a camadas de argilas moles, acima de 2 metros, apresentou tendência média crescente ao longo da profundidade conforme Equação 11.

$$q_t = 0,022 \cdot z + 0,073 \quad (11)$$

Onde:

q_t : resistência de ponta corrigida, em MPa;

z : profundidade, em metros, acima de 2,0.

Os perfis de atrito lateral (f_s) da Planície do Recife, acima de 5 metros ainda apresentaram dispersão, com ocorrência de picos pontuais. Contudo, observou-se

que os valores representativos de argilas moles situaram-se entre 3,5 e 10 kPa, em geral, não apresentando tendências ao longo da profundidade, com média de 8,9 kPa $\pm 2,6$.

Os resultados de f_s ao longo do perfil das argilas moles de Suape apresentaram leve dispersão em profundidades acima de 2 metros, variando de 5,0 a 9 kPa, apresentando média de 7,7 kPa $\pm 0,6$.

Os resultados de poropressão (u_2) ao longo da profundidade na Planície do Recife apresentaram dispersão acima de 5 metros, com valores variando de 160 a 560 kPa em camadas correspondentes a argilas moles. A variação observada seguiu uma tendência geral média de crescimento conforme Equação 12.

$$u_2 = 24,15 \cdot z + 7,22 \quad (12)$$

Onde:

u_2 : medição de poropressão da piezocone na posição 2, em kPa;

z : profundidade, em metros, acima de 5,0.

Os perfis de u_2 das argilas moles de Suape, acima de 2 metros, apresentaram tendência média geral crescente conforme Equação 13.

$$u_2 = 21,32 \cdot z + 7,6 \quad (13)$$

Onde:

u_2 : medição de poropressão da piezocone na posição 2, em kPa;

z : profundidade, em metros, acima de 2,0.

A dispersão acima de 5 metros nos perfis da razão de atrito normalizada (F_r) da Planície do Recife são herdadas das medições de atrito lateral, discutidas anteriormente. Os valores correspondentes a argilas moles dos perfis estudados variaram de 0,95 a 2,0%. Em camadas entre 5 a 9 metros de profundidade, foi observada tendência média de decrescimento de F_r (Equação 14). Acima de 9 metros, o valor médio geral foi da ordem de 1,5 % $\pm 0,6$.

$$F_r = 2,9 - 0,2 \cdot z \quad (14)$$

Onde:

F_r : fator de atrito, em porcentagem;

z : profundidade, em metros, entre 5,0 e 9,0.

Os perfis de F_r de Suape apresentaram forte dispersão entre as profundidades de 2,0 e 5,5 metros, com valor médio de $6,9 \text{ kPa} \pm 0,8$. Acima dessa faixa de profundidade, os perfis apresentaram menor dispersão, com média de $4,5 \text{ kPa} \pm 0,8$.

A razão de atrito (R_f) seguiu tendências similares a razão de atrito normalizada (F_r): leve tendência de decrescimento (Equação 15) para profundidades entre 5 e 9 metros e; acima de 9 metros com valores variando de 0,7 a 1,6%, média de $1,1\% \pm 0,5$.

$$R_f = 2,95 - 0,24 \cdot z \quad (15)$$

Onde:

R_f : razão de atrito, em porcentagem;

z : profundidade, em metros, entre 5,0 e 9,0.

Em Suape, os perfis de R_f apresentaram-se similares aos de F_r , com média de valor de $4,1 \text{ kPa} \pm 0,9$ em profundidades de 2,0 a 5,5 metros e, acima de 5,5 a média ocorrida foi de $3,3 \text{ kPa} \pm 0,5$.

Quanto ao parâmetro de poropressão normalizado (B_q), os perfis da Planície do Recife correspondentes a argilas moles apresentaram leve tendência de crescimento entre as profundidades de 5 e 9 metros, conforme Equação 16. Acima dessa, os valores variaram de 0,63 a 0,66, média de $0,65 \pm 0,1$.

$$B_q = 0,04 \cdot z + 0,17 \quad (16)$$

Onde:

B_q : parâmetro de poropressão normalizado, adimensional;

z : profundidade, em metros, entre 5,0 e 9,0.

Os perfis de B_q das argilas moles de Suape apresentaram tendência crescente entre as profundidades de 2,0 a 5,5 metros, conforme Equação 17. Acima de 5,5 metros, os valores mantiveram-se em torno da média de $0,79 \pm 0,4$.

$$B_q = 0,2 \cdot z - 0,086 \quad (17)$$

Onde:

B_q : parâmetro de poropressão normalizado, adimensional;

z : profundidade, em metros, entre 2,0 e 5,5.

A resistência de ponta normalizada (Q_{t1}) nas camadas de argilas moles da Planície do Recife, comportou-se ao longo do perfil de maneira análoga ao observado

no B_q: tendência de crescimento entre as profundidades de 5 e 9 metros (EQUAÇÃO 18) e; acima de 9 metros os valores variaram de 4,8 a 11,0, com média de $5,0 \pm 1,8$.

$$Q_{t1} = 18,5 - 1,43.z \quad (18)$$

Onde:

Q_{t1} : resistência de ponta normalizada, adimensional;

z: profundidade, em metros, entre 5,0 e 9,0.

Os perfis de Q_{t1} das argilas moles de Suape apresentaram tendência decrescente entre as profundidades de 2,0 e 5,5 metros (EQUAÇÃO 19). Acima de 5,5 metros, os valores variaram de 2,5 a 5,6, com média de $4,6 \pm 1,1$.

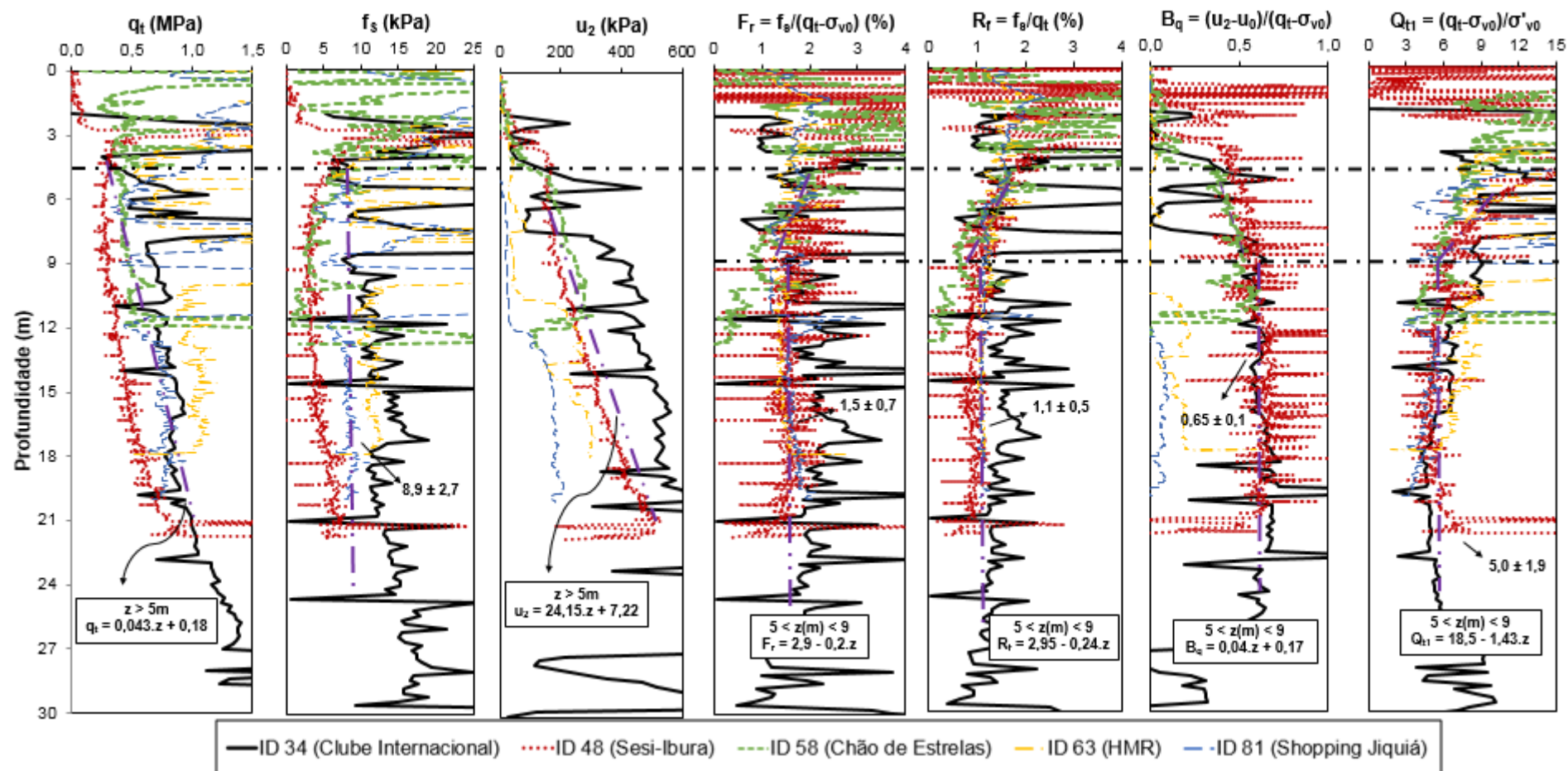
$$Q_{t1} = 12,5 - 1,73.z \quad (19)$$

Onde:

Q_{t1} : resistência de ponta normalizada, adimensional;

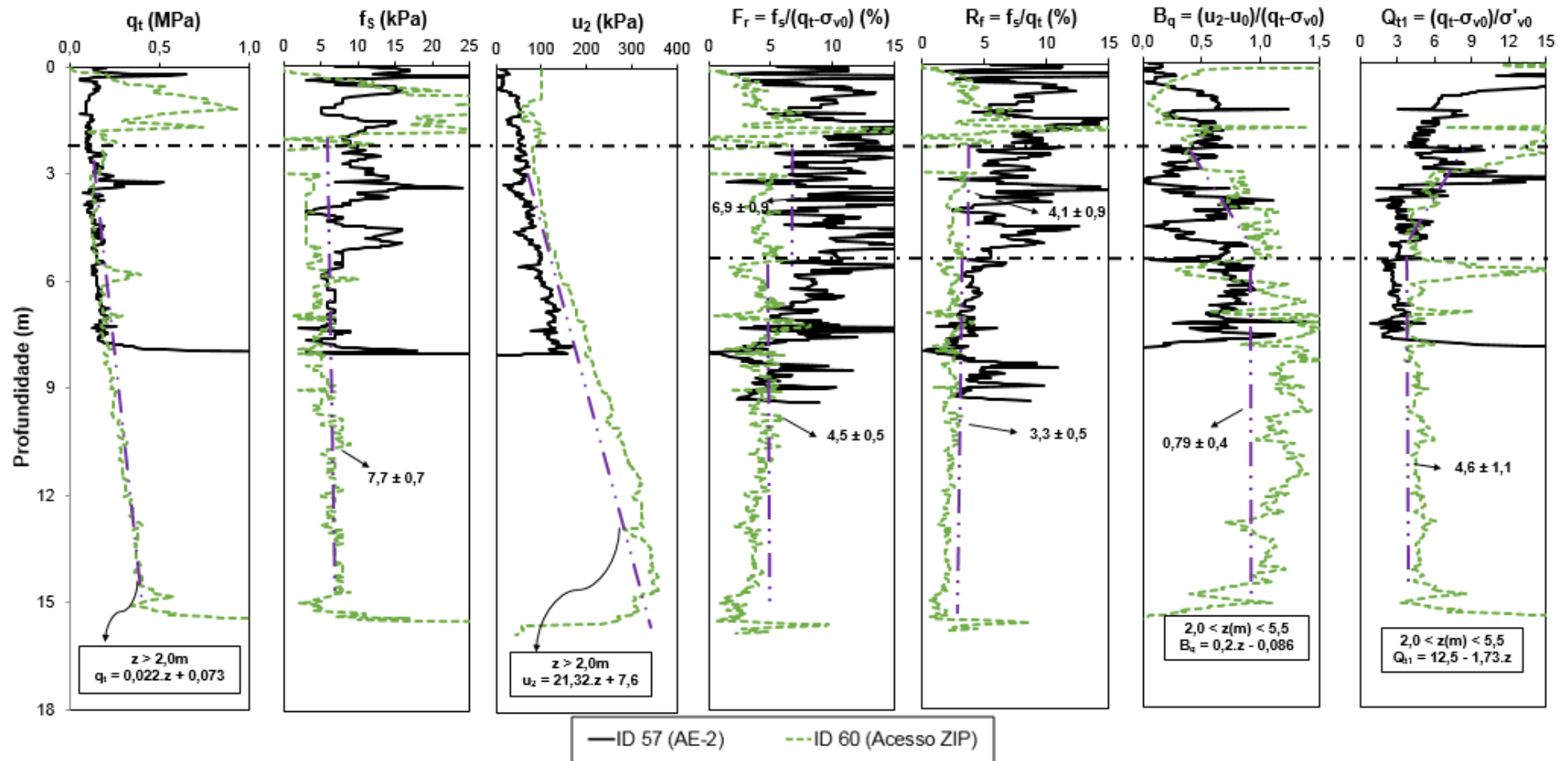
z: profundidade, em metros, entre 2,0 e 5,5.

Figura 119 - Perfis de medidas e parâmetros derivados dos ensaios de CPTu da Planície do Recife



Fonte: O autor.

Figura 120 - Perfis de medidas e parâmetros derivados dos ensaios de CPTu de Suape



Fonte: O autor.

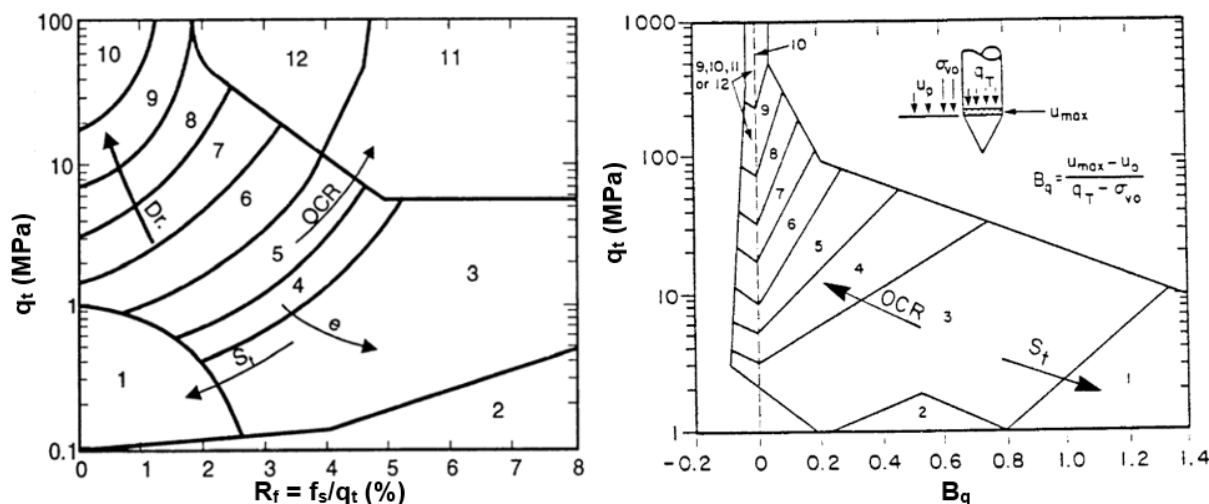
7.8.1 Classificação do comportamento dos solos

As medidas e parâmetros dos ensaios de CPTu possibilitam previsão do comportamento do solo, sugerindo ao mesmo um “*soil behaviour type*” (SBT), visto que a piezocone responde ao comportamento mecânico do solo *in situ* (compressibilidade, permeabilidade e resistência), não permitindo uma classificação direta do solo, através de critérios geológicos, que se baseiam no diâmetro dos grãos e na plasticidade do solo (USCS).

Para análise do SBT dos solos investigados pelo CPTu, são utilizados ábacos. Os mais comuns são os propostos por Robertson *et al.* (1986) e Robertson (1990).

Robertson *et al.* (1986) propuseram, através de estudos com diferentes tipos de solos, um ábaco (FIGURA 121) que faz uma relação de parâmetros não-normalizados, a razão de atrito (R_f) e a resistência de ponta corrigida (q_t), e normalizados, como o parâmetro de poropressão (B_q) definindo 12 zonas de SBT (TABELA 38).

Figura 121 - Ábacos simplificados de classificação do comportamento do solo pelo CPTu



Fonte: Robertson *et al.* (1986).

Tabela 38 - Zonas de classificação do SBT, versão 1986

Zona	Soil Behaviour Type (SBT)
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos e turfas
3	Argilas
4	Argilas – Argilas siltosas
5	Argilas siltosas – siltes argilosos
6	Siltes argilosos – siltes arenosos
7	Siltes arenosos – areias siltosas

8	Areias siltosas – areias
9	Areias
10	Areias - Areias com pedregulho
11	Solos finos muito rijos*
12	Areias argilosas – areias*

* solos muito pré-adensados ou cimentados.

Fonte: Robertson *et al.* (1986).

Wroth (1984) e Houlsby (1988), sugeriram normalização de q_t , normalizado denominado de Q_{t1} , e R_f , normalizado denominado de F_r , conforme Equações 20 e 21, respectivamente.

$$Q_{t1} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (20)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (21)$$

Onde:

Q_{t1} : resistência de ponta normalizada, adimensional;

q_t : resistência de ponta corrigida, em kPa;

σ_{v0} : tensão total, em kPa;

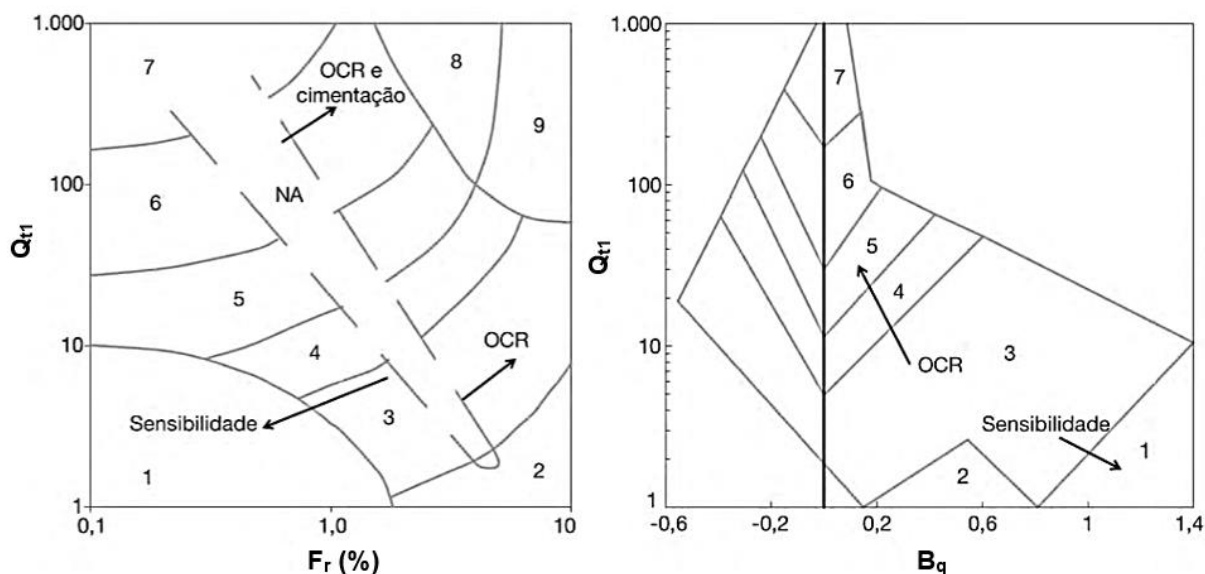
σ'_{v0} : tensão efetiva, em kPa;

f_s : atrito lateral, em kPa;

F_r : razão de atrito normalizada, adimensional.

Robertson (1990) realizou uma atualização dos ábacos propostos por Robertson *et al.* (1986), considerando a normalização dos parâmetros. Com os ábacos (FIGURA 122) relacionando parâmetros normalizados, Robertson (1990) reduziu as zonas de SBT de 12 para 9 (TABELA 39).

Figura 122 - Ábacos normalizados de classificação do comportamento do solo pelo CPTu



Fonte: Robertson (1990).

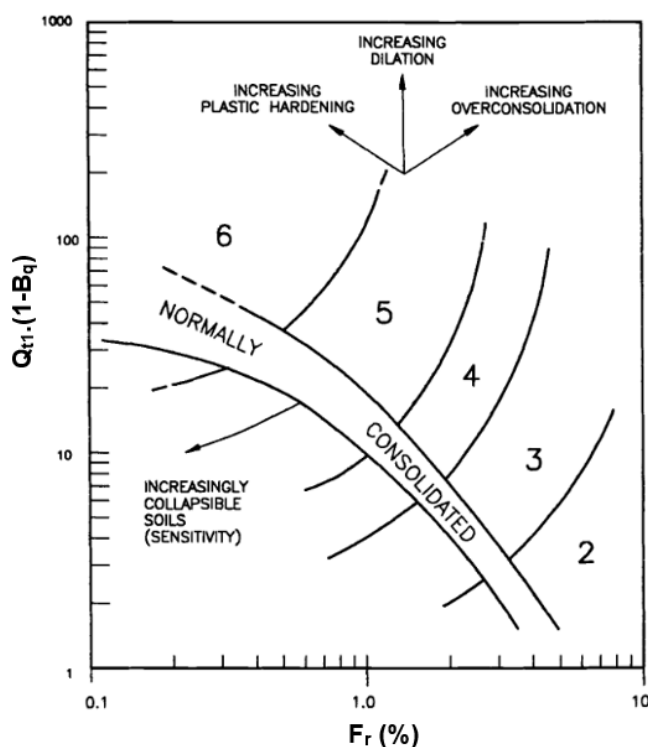
Tabela 39 - Zonas de classificação do SBT, versão 1990

Zona	Soil Behaviour Type (SBT)
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos e turfas
3	Argila: Argilas – Argilas siltosas
4	Misturas siltosas: Argilas siltosas – siltes argilosos
5	Misturas arenosas: Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias: Areias siltosas - areias
7	Areias - Areias com pedregulho
8	Solos finos muito rijos*
9	Areias argilosas – areias*

* solos muito pré-adensados ou cimentados.

Fonte: Robertson (1990).

Jefferies e Davies (1993) propuseram que o SBT poderia ser interpretado através do equacionamento das zonas de círculos concêntricos, definindo índice “I”, ou I_{JD} (EQUAÇÃO 22), no gráfico proposto por eles, apresentado na Figura 123.

Figura 123 - Classificação modificada do comportamento do solo pelo CPTu

Fonte: Jefferies e Davies (1993).

$$I = \sqrt{\{3 - \log[Q_{t1}(1 - B_q)]\}^2 + [1,5 + 1,3(\log F_r)]} \quad (22)$$

Onde:

I ou I_{JD} : índice de classificação do material, proposto por Jefferies e Davies (1993); Q_{t1} : resistência de ponta normalizada, adimensional; B_q : parâmetro de poropressão, adimensional; F_r : razão de atrito normalizada, em percentual.

Robertson e Wride (1998) adaptaram a proposta de Jefferies e Davies (1993) para aplicação de um índice de classificação do comportamento dos solos nos ábacos de Robertson (1990), conforme Equação 23, denominando de “*soil behaviour type index*” (I_c), ou comumente citado na literatura como I_{cRW} ou I_{SBTn} . As faixas de I_c para o SBT são apresentadas na Tabela 40.

$$I_c = [(3,47 - Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (23)$$

Onde:

I_c , I_{cRW} ou I_{SBTn} : índice normalizado de classificação do comportamento do material;

Q_{t1} : resistência de ponta normalizada, adimensional;

F_r : razão de atrito normalizada, em percentual.

Tabela 40 - Faixa de I_c em relação as zonas de SBT

Faixas de I_c	Zona	Soil Behaviour Type (SBT)
$I_c > 3,60$	2	Solos orgânicos e turfas
$2,95 < I_c < 3,60$	3	Argila: Argilas – Argilas siltosas
$2,60 < I_c < 2,95$	4	Misturas siltosas: Argilas siltosas – siltes argilosos
$2,05 < I_c < 2,60$	5	Misturas arenosas: Siltes arenosos – areias siltosas
$1,31 < I_c < 2,05$	6	Areias: Areias siltosas - areias
$I_c < 1,31$	7	Areias: Areias com pedregulho

Fonte: Robertson e Wride (1998).

Robertson (2009) atualizou a proposta de Robertson (1990) considerando importante a aplicação de um expoente normalizador no cálculo da resistência de ponta normalizada (Q_{t1}), denominado de expoente de tensão (n). A resistência de ponta normalizada para a ser tratada como Q_{tn} , calculada pela Equação 23.

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{vo})/p_a] \cdot (p_a/\sigma'_{vo})^n \quad (23)$$

Onde:

q_t : resistência de ponta corrigida;

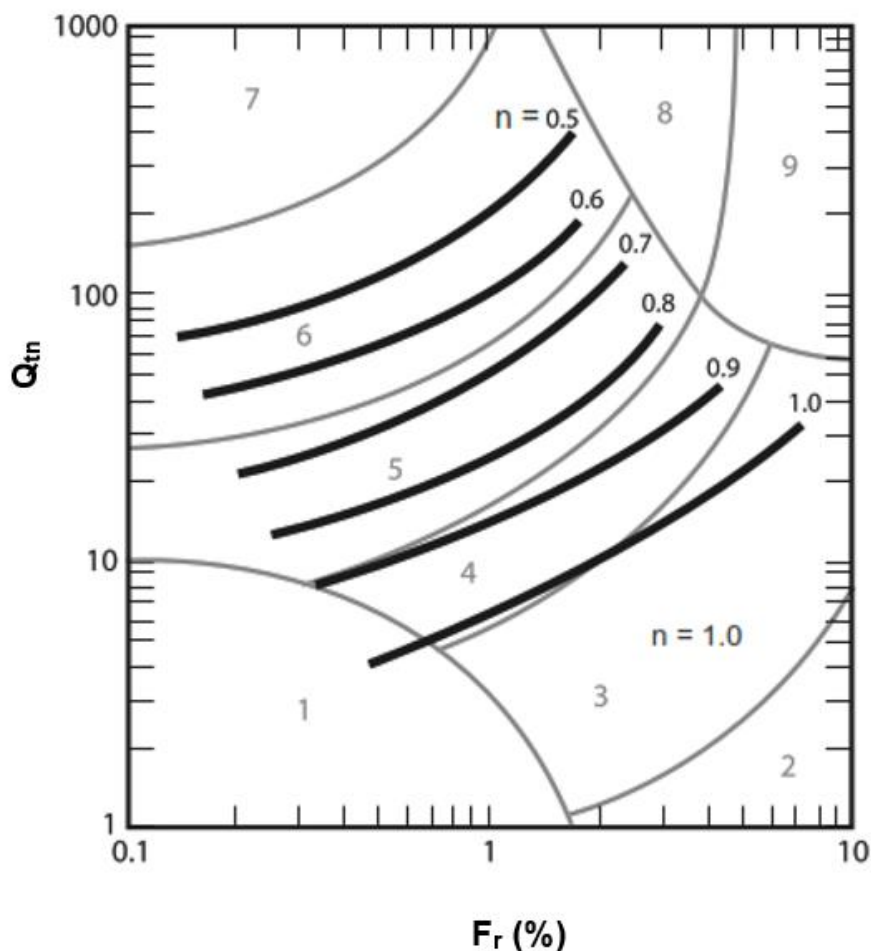
σ_{vo} : tensão total, em kPa;

σ'_{vo} : tensão efetiva, em kPa;

$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{vo}/p_a) - 0,15$;

p_a = pressão atmosférica, 100 kPa.

Desta forma, os ábacos de Robertson (1990), que utilizavam Q_{t1} para classificar o comportamento dos solos para, são atualizados para utilização dos valores de Q_{tn} (ROBERTSON, 2009), conforme Figura 124.

Figura 124 - Atualização do ábaco normalizado de classificação do comportamento do solo

Fonte: Robertson (2009).

Robertson (2010) atualizou os ábacos não-normalizados de classificação do comportamento dos solos propostos por Robertson *et al.* (1986), através da alteração da escala do eixo da razão de atrito (R_f), bem como a consideração da pressão atmosférica (p_a) para utilização da resistência de ponta não corrigida (q_c), propondo o gráfico $\log R_f$ vs. $\log (q_c/p_a)$, conforme Figura 125. Essa atualização permitiu a redução das zonas de SBT, adaptando-as para as mesmas zonas propostas por Robertson (1990), bem como a definição de faixas do índice não normalizado de classificação do material (I_{SBT}) (EQUAÇÃO 24), conforme Tabela 41.

$$I_{SBT} = [(3.47 - \log(q_c/p_a))^2 + (\log R_f + 1.22)^2]^{0.5} \quad (24)$$

Onde:

I_{SBT} : índice não-normalizado de classificação do comportamento do material;

q_c : resistência de ponta não corrigida, kPa;

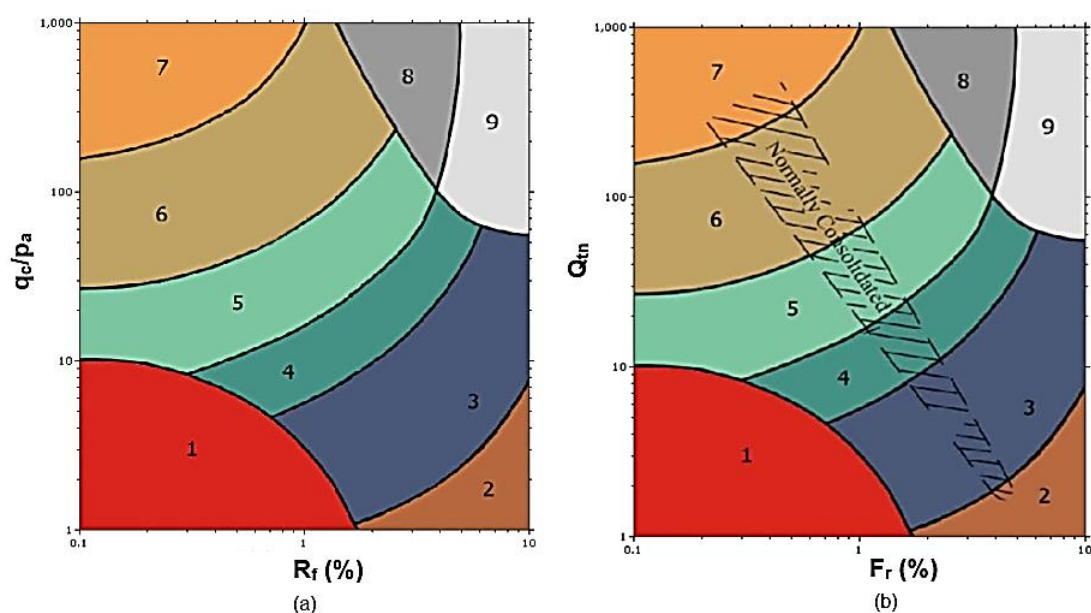
p_a : pressão atmosférica, 100 kPa;

R_f : razão de atrito, em percentual.

Tabela 41 - Faixa de I_{SBT} em relação as zonas de SBT

Faixas de I_{SBT}	Zona Robertson <i>et al.</i> (1986)	Zona Robertson (1990)	Soil Behaviour Type (SBT)
$I_{\text{SBT}} > 3,60$	2	2	Solos orgânicos e turfas
$2,95 < I_{\text{SBT}} < 3,60$	3	3	Argila: Argilas – Argilas siltosas
$2,60 < I_{\text{SBT}} < 2,95$	4 e 5	4	Misturas siltosas: Argilas siltosas – siltes argilosos
$2,05 < I_{\text{SBT}} < 2,60$	6 e 7	5	Misturas arenosas: Siltes arenosos – areias siltosas
$1,31 < I_{\text{SBT}} < 2,05$	8	6	Areias: Areias siltosas - areias
$I_{\text{SBT}} < 1,31$	9 e 10	7	Areias - Areias com pedregulho

Fonte: Robertson (2010).

Figura 125 - Ábacos de classificação do comportamento dos solos: (a) não-normalizados; (b) normalizados

Fonte: Robertson (2012).

Em geral, a classificação do comportamento dos solos com parâmetros normalizados ainda é mais confiável do que a que utiliza parâmetros não-normalizados, entretanto essa última utiliza uma classificação através de medidas diretas do ensaio, sofrendo menos influência com as estimativas da tensão efetiva ao longo do perfil, que segundo o autor da proposta, para níveis de tensões efetivas inferiores a 50 kPa e superiores a 150 kPa, a diferença entre as classificações torna-se mais evidente (ROBERTSON, 2012). Robertson (2012) sugere que as classificações normalizadas sejam associadas a zonas “SBTn”, as mesmas de Robertson (1990), e as não-normalizadas a zonas “SBT”, assim como os seus respectivos índices de classificação, I_{SBTn} e I_{SBT} .

Os índices de classificação do comportamento dos solos (I_{SBT} ou I_{SBTn}) são versáteis por permitirem a classificação a cada profundidade de resultados do ensaio de CPTu, fornecendo ideia do comportamento das camadas atravessadas pela piezocone ao longo do perfil. Os ábacos fornecem uma visão abrangente, ao reunir nos gráficos todos os resultados, fornecendo noção da concentração dos pontos nas zonas de classificação.

Conforme Figura 126, os perfis dos índices de classificação do comportamento dos solos (I_{SBT} e I_{SBTn}) através de ensaios de CPTu da Planície do Recife apresentaram forte dispersão até a profundidade de 5 metros, associada ao verificado nas medidas do ensaio devido a ocorrência de aterros de intercalações de camadas arenosas, que não serão tratados na atual discussão.

Acima de 5 metros, em resultados correspondentes a camadas de argilas moles, o perfil de I_{SBT} na Planície do Recife apresentou concentração dos resultados na zona 3 (argilas a argilas siltosas), porém com leve tendência de decrescimento ao longo da profundidade, ou seja, tendência de classificação do comportamento na zona 4 (argilas siltosas a siltes argilosos), atingindo-a em profundidades superiores a 20 metros, conforme Figura 126a.

O perfil de I_{SBTn} de resultados correspondentes a camadas de argilas moles da Planície do Recife, acima de 5 metros, apresentou forte concentração dos resultados na zona 3 (argilas a argilas siltosas), com alguns perfis margeando a zona 4 (argilas siltosas a siltes argilosos), porém ainda mantidos na zona 3, conforme Figura 126b.

Os perfis dos índices de classificação do comportamento (I_{SBT} e I_{SBTn}) das argilas moles de Suape apresentaram dispersão até a profundidade de 2,5 metros. Acima desta, a dispersão entre eles diminuiu, conforme Figura 127.

Os perfis dos índices de classificação de comportamento não normalizados (I_{SBT}) de Suape foram claros na concentração dos valores na zona de SBT 2 (solos orgânicos e turfas) entre as profundidades de 2,5 a 7,5 metros. Acima dessa faixa de profundidade, os perfis tendem a zona de SBT 3 (argilas a argilas siltosas), conforme Figura 127a.

Ainda em Suape, os perfis de I_{SBTn} apresentaram comportamento semelhante ao I_{SBT} , entretanto a concentração dos valores ocorreu com maior tendência para a zona de SBT 3 (argilas a argilas siltosas) do que para a zona de SBT 2 (solos

orgânicos e turfas), essa tendência torna-se mais evidente em profundidades superiores a 7,5 metros, conforme Figura 127b.

Os ábacos não normalizados de classificação do comportamento dos solos nas camadas de argilas moles da Planície do Recife em geral, concentrou grande quantidade de pontos entre as zonas de SBT 1 (solos sensíveis), 3 (argilas a argilas siltosas) e 4 (argilas siltosas a siltes argilosos), conforme Figura 128.

Os ábacos normalizados de classificação do comportamento das argilas moles da Planície do Recife, conforme Figura 129, concentraram grande quantidade de pontos entre as zonas de SBT 3 (argilas a argilas siltosas) e 4 (argilas siltosas a siltes argilosos), com forte tendência para a zona 4, o que não ocorreu nos ábacos não normalizados.

Os ábacos não normalizados de classificação do comportamento dos solos de Suape (FIGURA 130) foram claros na concentração de grande quantidade de pontos correspondentes a camadas de argilas moles entre as zonas de SBT 2 (solos orgânicos e turfas) e 3 (argilas a argilas siltosas).

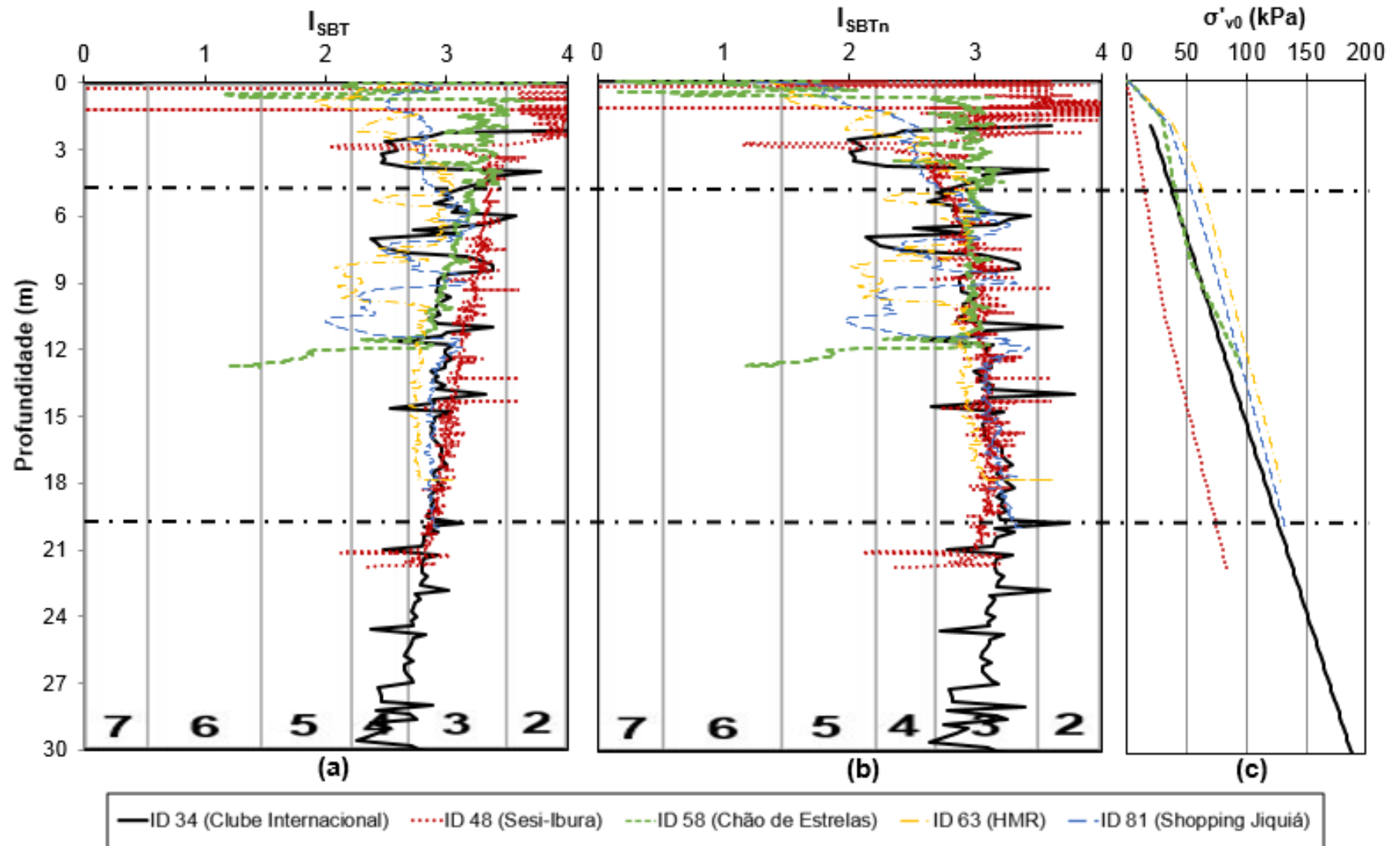
Os ábacos normalizados de classificação dos solos de Suape, diferentemente dos não normalizados, concentraram seus pontos entre as zonas de SBT 3 (argilas a argilas siltosas) e 4 (argilas siltosas a siltes argilosos), conforme Figura 131.

As metodologias de classificações do comportamento que utilizam parâmetros normalizados e não normalizados ainda estão sendo discutidas pela literatura, principalmente depois do trabalho de Robertson (2010).

Na Planície do Recife, a metodologia de classificação do comportamento dos solos que apresentou, em geral, maior coerência com os perfis de resultados de laboratório e SPT foi a classificação normalizada, como já discutido, apresentando grande concentração dos pontos na zona de SBT 3 (argilas a argilas siltosas). Conforme Robertson (2012), a diferença entre as classificações é menor para níveis de tensões efetivas entre 50 e 150 kPa.

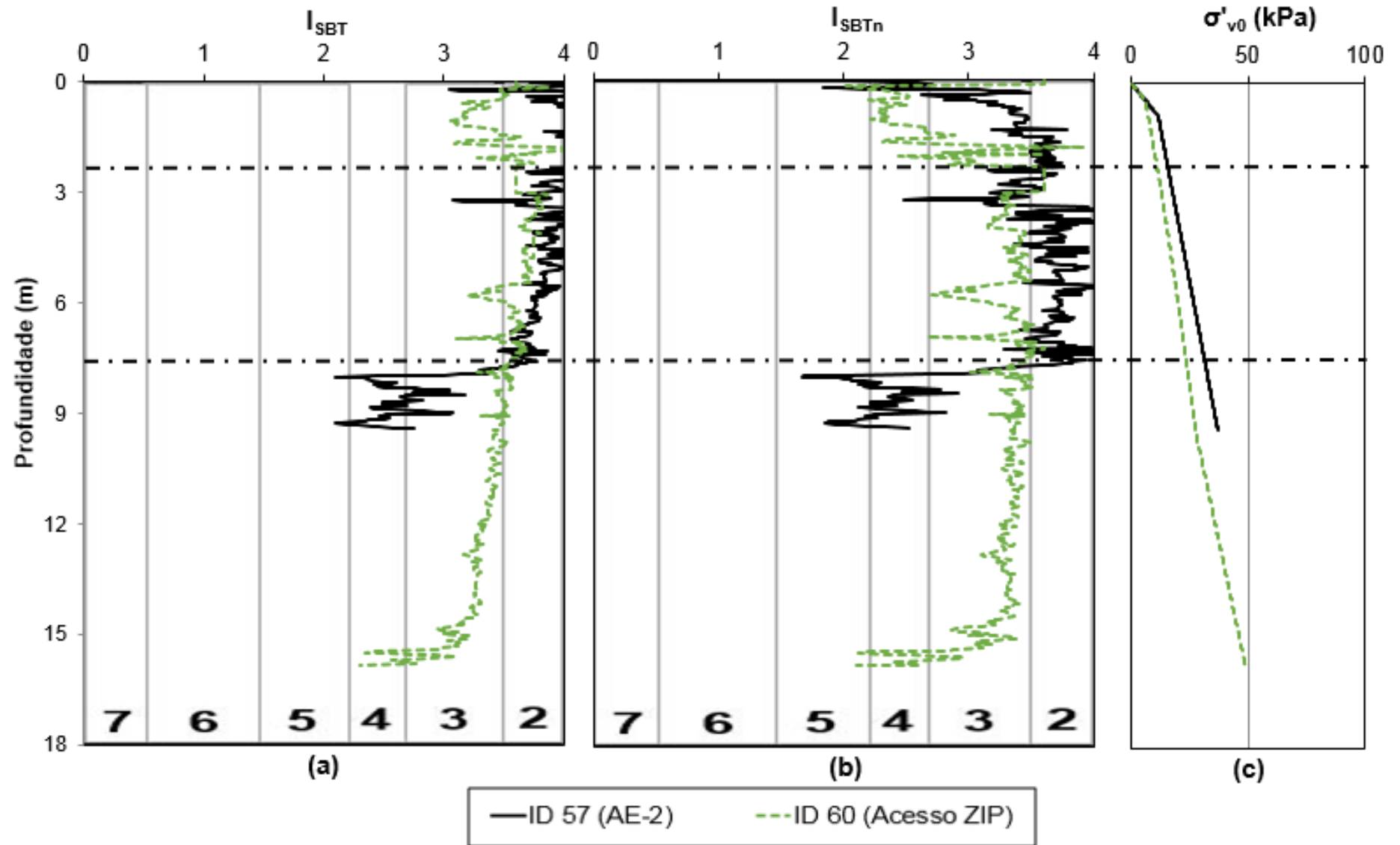
Em Suape, a metodologia de classificação do comportamento dos solos não normalizada apresentou melhor aplicação, visto concordância com os resultados de laboratório e à baixa magnitude de tensão efetiva (<50 kPa), concentrando grande quantidade dos pontos entre as zonas de SBT 2 (solos orgânicos e turfas) e 3 (argilas a argilas siltosas).

Figura 126 - Perfis de classificação do comportamento das argilas da P. do Recife: (a) não normalizados; (b) normalizados; (c) tensão efetiva



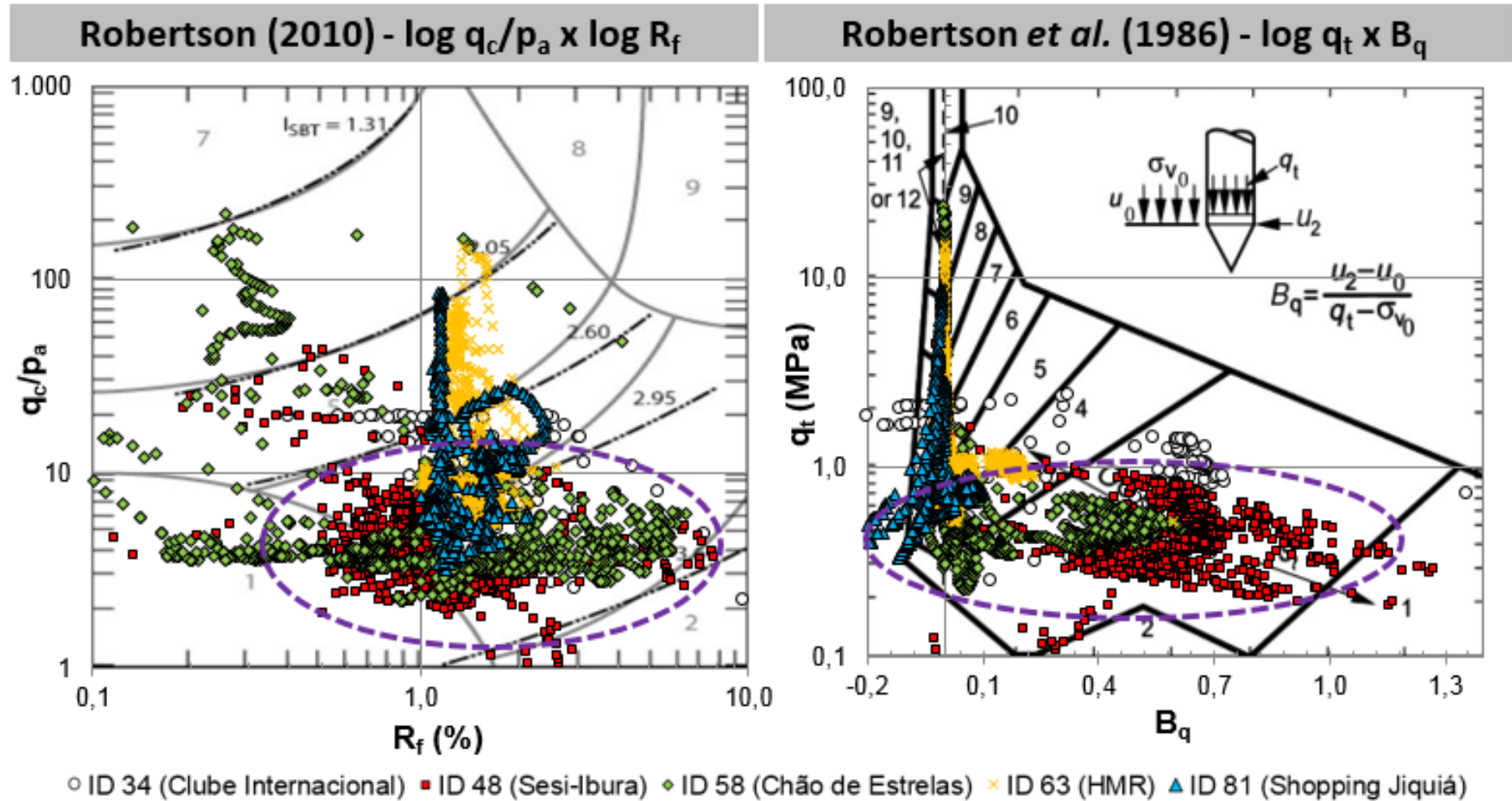
Fonte: A partir de Robertson (2010).

Figura 127 - Perfis dos índices de classificação do comportamento das argilas de Suape: (a) não normalizados; (b) normalizados



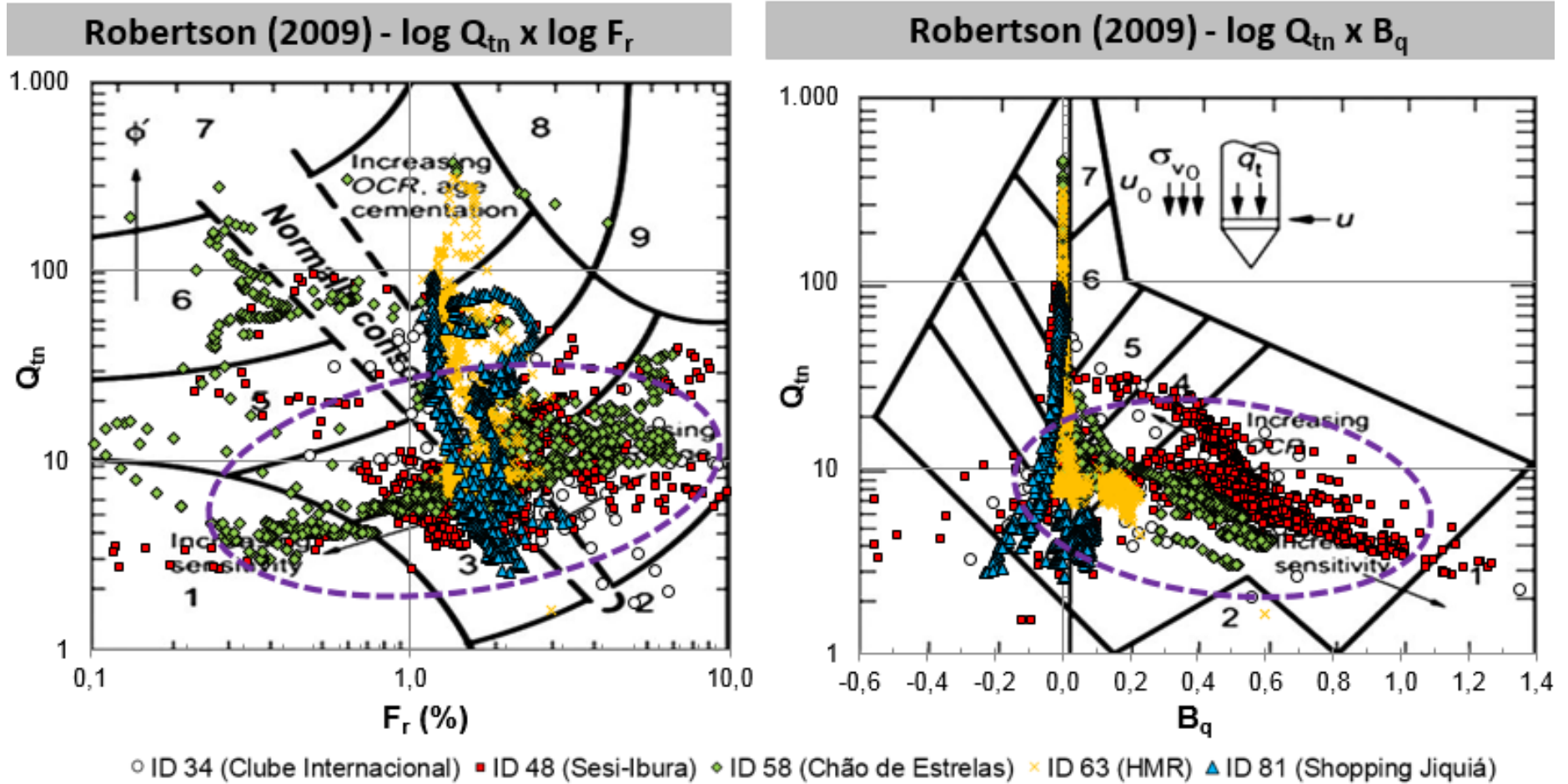
Fonte: A partir de Robertson (2010).

Figura 128 - Ábacos não normalizados de classificação do comportamento dos solos da Planície do Recife



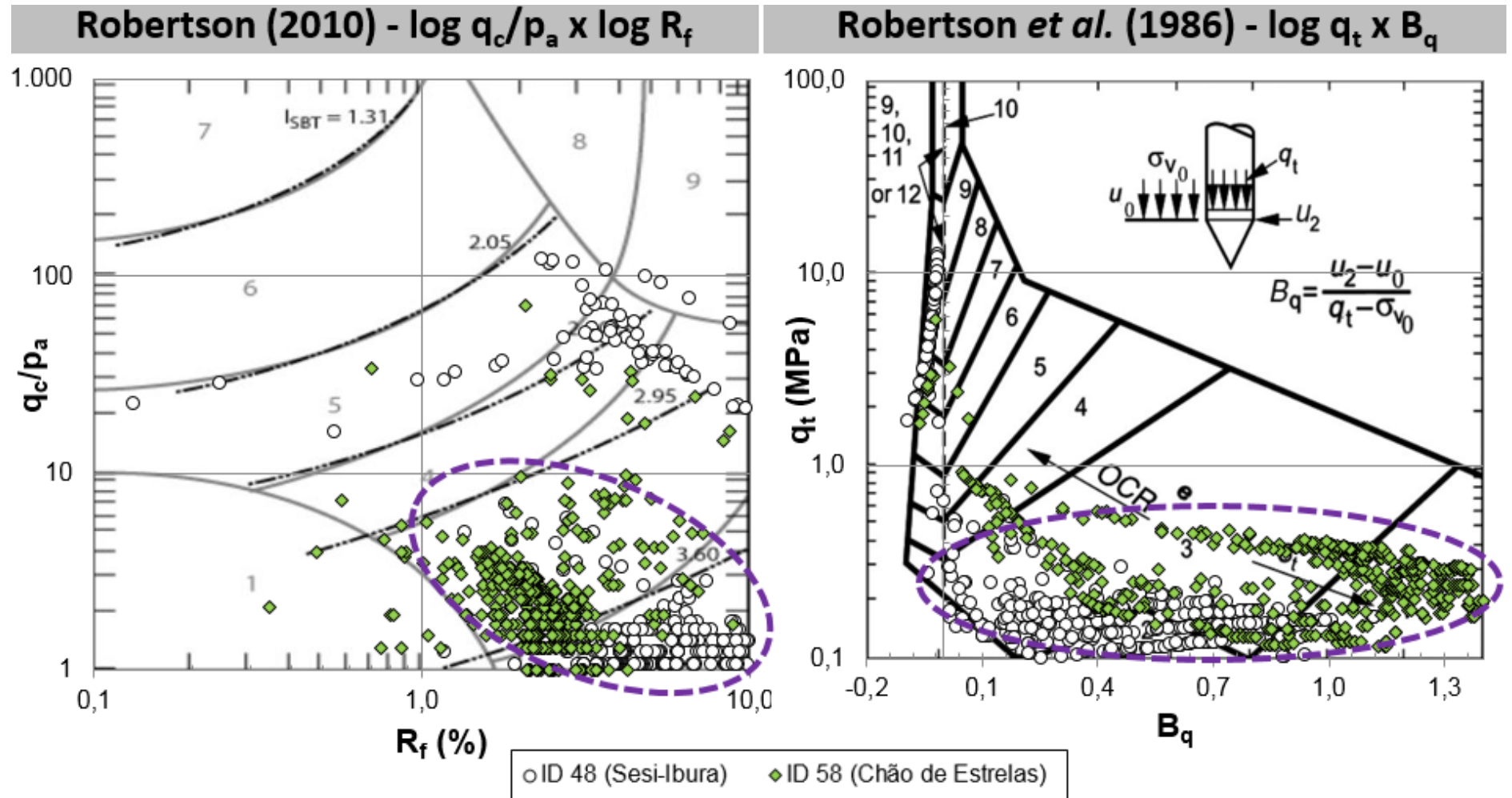
Fonte: A partir de Robertson (2010) e Robertson *et al.* (1986).

Figura 129 - Ábacos normalizados de classificação do comportamento dos solos da Planície do Recife



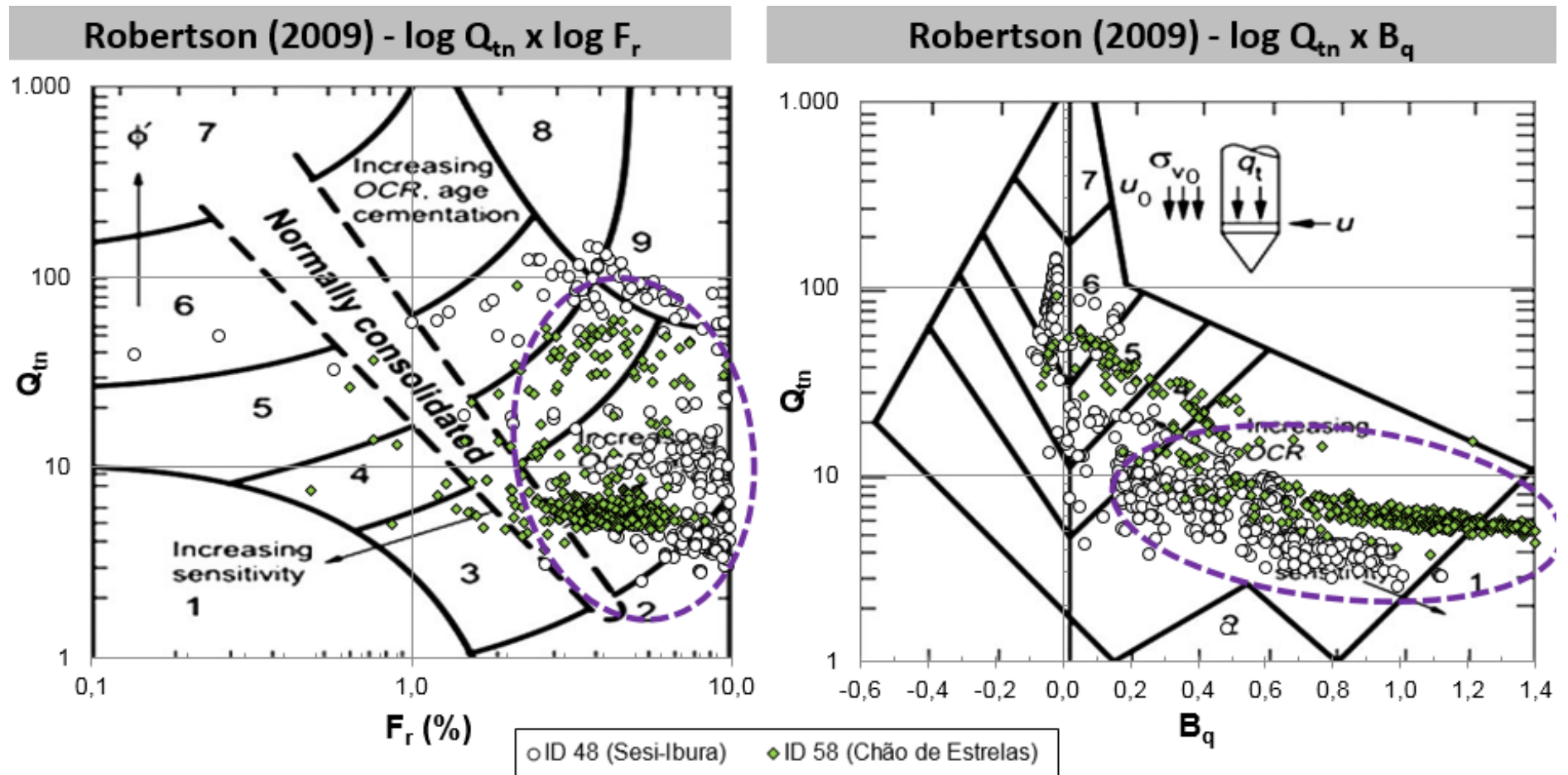
Fonte: A partir de Robertson (2009).

Figura 130 - Ábacos não normalizados de classificação do comportamento dos solos de Suape



Fonte: A partir de Robertson (2010) e Robertson et al. (1986).

Figura 131 - Ábacos normalizados de classificação do comportamento dos solos de Suape



Fonte: A partir de Robertson (2009).

7.9 CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO

Através do perfil de umidade natural da Planície do Recife, foi observado tendência de altos valores na camada C2. De todos os resultados de W_n da Planície do Recife, destaca-se forte ocorrência de valores (44,4%) entre 50 e 100 %; e também grande ocorrência (33%) de valores inferiores a 50%, associados à ocorrência de argilas arenosas moles na Planície. Em Suape, o perfil de W_n mostrou leve tendência de decrescimento de magnitude, variando de 550 a 170 %, até a camada C1, acima desta os valores mantiveram-se próximos à 100%. Destacou-se forte ocorrência de valores de W_n entre 100 e 200%. Na Várzea de Goiana, os valores de W_n variaram de 120 a 70 %, decrescendo ao longo da profundidade. Notou-se, apenas através desse parâmetro, diferentes magnitudes de valores entre os universos estudados, principalmente entre a Planície do Recife e Suape.

O teor de matéria orgânica (TMO) na Planície do Recife apresentou forte dispersão nas camadas C1, C2 e C3, evidenciando-se picos de valores associados a ocorrências de turfas ou solos orgânicos. Destaca-se que cerca de 62% dos resultados classificam as argilas da Planície do Recife como solo mineral com matéria orgânica. Em Suape, os valores de TMO ao longo da profundidade apresentaram forte dispersão na camada C1; acima desta os valores se mantiveram em torno de 15%. Cerca de 43% dos resultados de TMO de Suape classificam os solos como “mineral com matéria orgânica”; 27% como “solo orgânico”, e; 26% como “turfa”. A Várzea de Goiana apresentou valores de TMO variando de 5% a 10%, com média de 7,21%, enquadrando-se na classe de “solo mineral com matéria orgânica”.

A respeito dos limites de consistência, destacou-se na Planície do Recife ocorrência de altos valores de índice de plasticidade (IP) nas camadas C2, C3 e C4, sendo do total de resultados de IP; 43% ocorreram entre 20% e 40%, e 18% dos resultados ocorreram entre as faixas de IP de 60 a 100%. Em Suape, a magnitude dos valores de IP foi maior do que os da Planície do Recife, apresentando forte dispersão de resultados nas camadas C1 e C2; com cerca de 41% dos resultados de IP entre a faixa de 100 a 150%. A Várzea de Goiana apresentou resultados médios de IP de 40% na camada C1 e de 90% na camada C2, com média geral de 53%.

A Carta de Plasticidade evidenciou ocorrência de pontos que sinalizam presença de matéria orgânica, avaliada por outros autores, com grande quantidade dos pontos abaixo da Linha A, principalmente os de Suape.

A densidade real média dos grãos (G_s) apresentou na Planície do Recife, em geral, valores próximos à 2,5, com algumas exceções na camada C2 associadas à ocorrência de matéria orgânica, porém cerca de 88% dos resultados ocorreram entre a faixa de valor de 2,3 a 2,6. Em Suape, valores baixos de G_s , associados à solos orgânicos, foram evidenciados na camada C1, acima desta os valores mantiveram-se em torno de 2,52, entretanto 60% dos valores ocorreram entre 2,3 e 2,7 e, 25% entre 1,9 e 2,3. Na Várzea de Goiana, os valores apresentaram-se em torno de 2,4, muito próximo ao observado na Planície do Recife.

Os resultados de índice de vazios inicial (e_0) da Planície do Recife apresentaram grande variação (2 – 14) na camada C2, magnitude que tende a diminuir ao longo da profundidade, ocorrendo 48% dos valores inferiores a 1,5; 20% entre 1,5 e 2,0; 12% entre 2 e 2,5 e; 10% entre 2,5 e 4,0. Em Suape, elevada variabilidade dos resultados de e_0 (2 – 12) ocorreu nas camadas C1 e C2, com valores médios de 3,38 na camada C3; com cerca de 80% ocorrendo acima de 2,5. Na Várzea de Goiana, os valores de e_0 apresentaram média de 2,31 na camada C1 e 2,35 na camada C2.

O peso específico natural (γ_{nat}) da Planície do Recife apresentou, em geral, tendência de aumento ao longo da profundidade, com valores baixos associados à ocorrência de matéria orgânica, principalmente nas camadas C2 e C3; alguns resultados elevados ($>16 \text{ kN/m}^3$) podem ser associados às argilas inorgânicas, lentes arenosas ou argilas arenosas; cerca de 54% dos resultados apresentaram-se entre 14 e 17 kN/m^3 . Em Suape, ao longo da profundidade, os valores de γ_{nat} também apresentaram tendência geral de decréscimo, com valor médio de 13,5 kN/m^3 na camada C3; e com cerca de 59% dos resultados ocorrendo entre 12 e 15 kN/m^3 . Na Várzea de Goiana, γ_{nat} apresentou valores em torno da média de 15, semelhante à Planície do Recife.

As relações entre os índices físicos (W_{nxe_0} ; W_{Lxe_0} ; W_{Pxe_0} ; IP_{xe_0} ; γ_{natxe_0} ; $W_{nx\gamma_{nat}}$) apresentaram correlações com razoável capacidade de estimativa de parâmetros.

Quanto às medidas dos ensaios de Piezocone (CPTu), as tendências propostas apresentaram-se coerentes com resultados correspondentes à depósitos de argilas moles. Destaca-se na Planície do Recife que os resultados referentes às medidas de u_2 do ID 63 (HMR) e ID 81 (Shopping Jiquiá) não foram, em geral, coerentes com os demais depósitos apresentados, o que pode ser facilmente associado à deficiência de saturação da pedra porosa das sondas piezométricas utilizadas. Em Suape, os resultados referentes às medidas do CPTu nas camadas de argilas moles apresentaram, em geral, convergência de valores.

Quanto às propostas de classificação do comportamento dos solos através do ensaio de CPTu, a proposta que utiliza parâmetros normalizados (I_{SBTn} e Q_{tn}) apresentou maior coerência apenas nas camadas de argilas moles da Planície do Recife, concordando com os resultados de laboratório e campo, e com os níveis de tensões efetivas dos perfis analisados. Em Suape, devido grande ocorrência de matéria orgânica na camada C1, a proposta de classificação não-normalizada (I_{SBT} e Q_{t1}) apresentou melhor coerência com os resultados de laboratório, e com os baixos níveis (<50 kPa) de tensões efetivas experimentados pelos estratos desse universo.

8 COMPRESSIBILIDADE E HISTÓRICO DE TENSÕES

Nesse capítulo são abordadas características relacionadas aos parâmetros de compressibilidade e histórico de tensões dos universos de dados de argilas moles estudados, obtidos por ensaios de laboratório (edométrico), e também por estimativas através de ensaios de campo (*Vane* e CPTu). Os resultados, de cada universo de dados, são discutidos ao longo da profundidade e através de análise de distribuição de frequência.

8.1 QUALIDADE DAS AMOSTRAS

No atual trabalho realizou-se um estudo da qualidade das amostras (ou dos corpos de prova) dos ensaios de adensamento edométrico de argilas moles dos universos Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana. É importante registrar que os resultados aqui apresentados provêm de investigações geotécnicas frutos de prestações de serviços e pesquisas da UFPE.

Para avaliação da qualidade das amostras, utilizou-se da relação $\Delta e/e_0$, na qual Δe corresponde à diferença entre o índice de vazios inicial (e_0) e o índice de vazios correspondente à tensão efetiva *in situ* do solo ($e_{\sigma'v0}$), estimada. O critério de classificação utilizado foi o de Coutinho (2007), visto que o critério de Lunne *et al.* (1997, 2006) é pouco aplicável para as argilas moles brasileiras, como já discutido no Capítulo 2.

O perfil de $\Delta e/e_0$ da Planície do Recife (FIGURA 132a) mostraram, em geral, dispersão de valores em todas as camadas, principalmente na camada C2. Observou-se também, de maneira geral, uma tendência decrescente do valor de $\Delta e/e_0$ ao longo da profundidade, ou seja, aumentando a qualidade.

A análise de distribuição de frequência mostrou que quase 20% das amostras da Planície do Recife apresentou qualidade classificada como “excelente a muito boa”; 44,78% como “boa a regular”; 26,09% como “pobre” e; 10% como “muito pobre”, conforme Figura 133a.

Em Suape, o perfil de $\Delta e/e_0$ (FIGURA 132b) apresentaram forte dispersão ao longo da profundidade, com amostras com classificação variando de “excelente a muito boa” a “muito pobre”, principalmente nas camadas C1 e C2. A maior

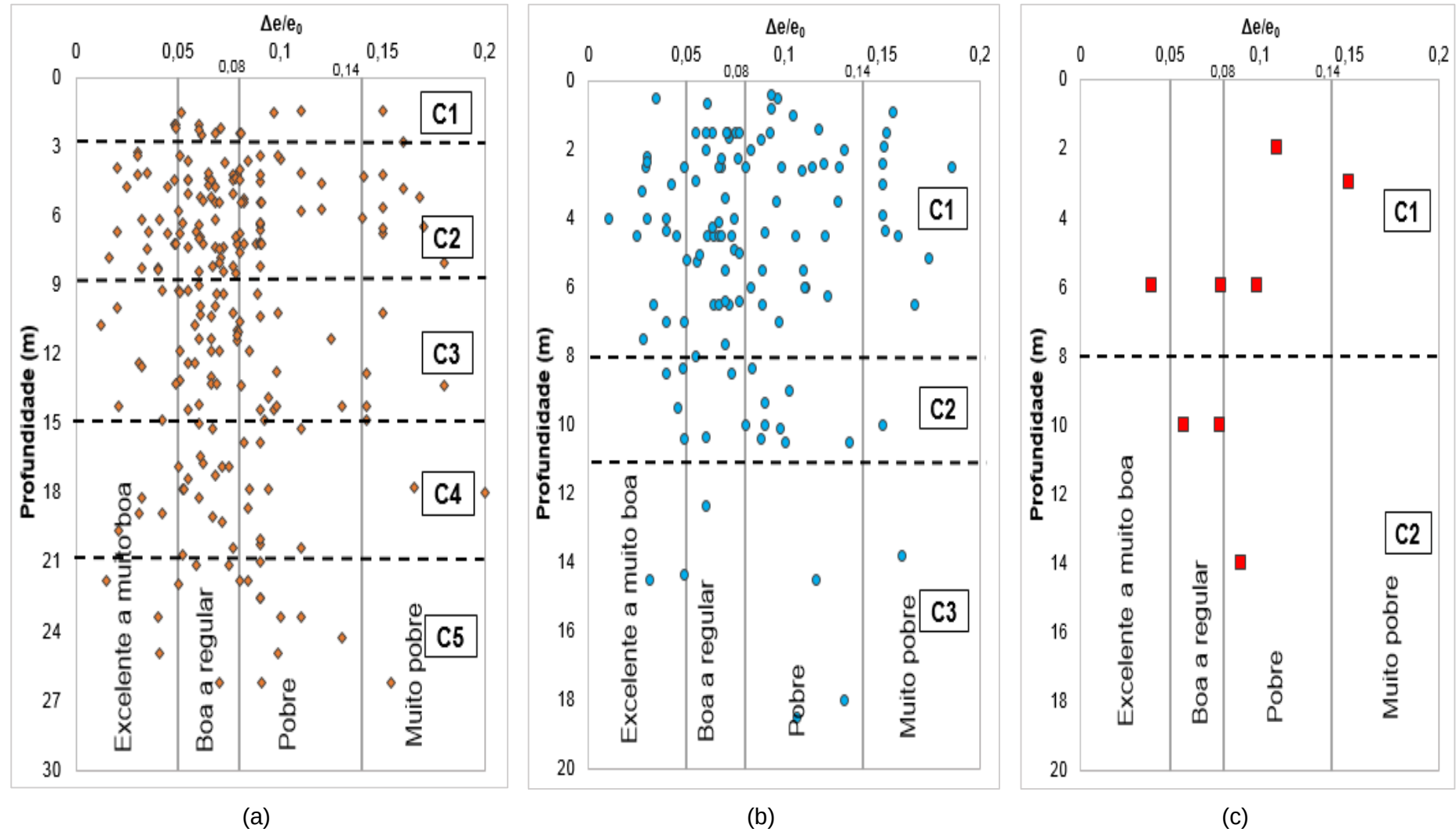
concentração de amostras classificadas como de qualidade “muito pobre” ocorreu na camada C1, justificada pela dificuldade na amostragem em áreas alagadas virgens dessa localidade, como mangues (FREIRE, 2016).

A análise de distribuição de frequência dos valores de $\Delta e/e_0$ das amostras de Suape mostrou que 10,43% são classificadas como de qualidade “excelente a muito boa”; 17,39% como de “boa a regular”; 16,96% como “muito pobre” e; 7,83 como “muito pobre” (FIGURA 133b).

A qualidade das amostras da Várzea de Goiana variou, em geral, de “boa a regular” a “pobre”. Observou-se no perfil de $\Delta e/e_0$ leve tendência do aumento da qualidade ao longo da profundidade (FIGURA 132c). Das 8 amostras, 1 foi classificada como “excelente a muito boa”; 3 como “boa a regular”; 3 como “pobre” e; 1 como “muito pobre”.

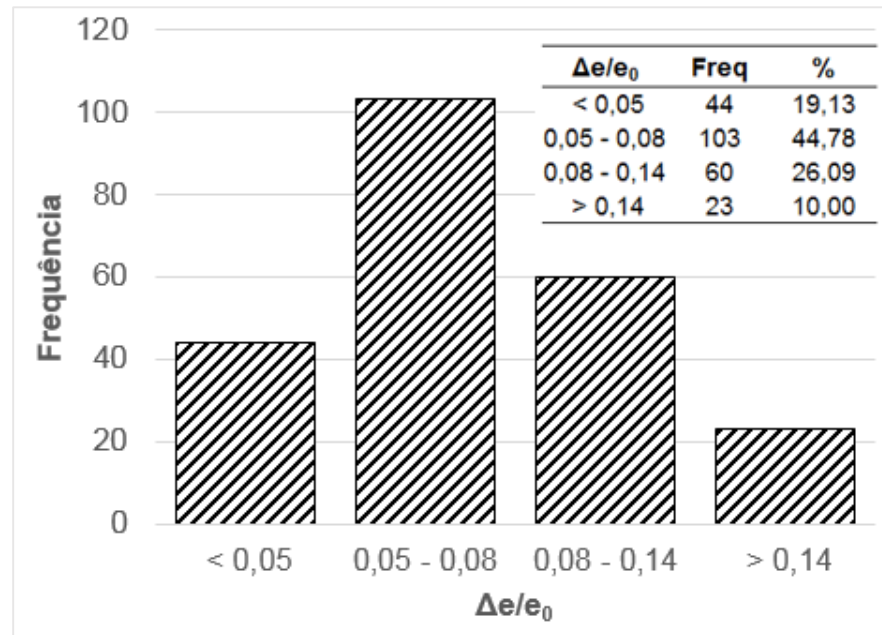
Nesse item é muito importante registrar que, devido às propostas de classificação da qualidade de amostras terem sido publicadas após 1997, o Banco de Dados do Recife (COUTINHO *et al.*, 1998) não cadastrou as informações necessárias de diversos corpos de prova ensaiados em período anterior à essa data, limitando-se apenas a obtenção de parâmetros tradicionais de compressibilidade. Isto implica no não relacionamento direto entre diversos resultados de parâmetros de compressibilidade, a seguir apresentados, com a estatística da qualidade das amostras, visto que alguns resultados de parâmetros não possuem valores de $\Delta e/e_0$ cadastrados.

Figura 132 - Perfis da relação $\Delta e/e_0$: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

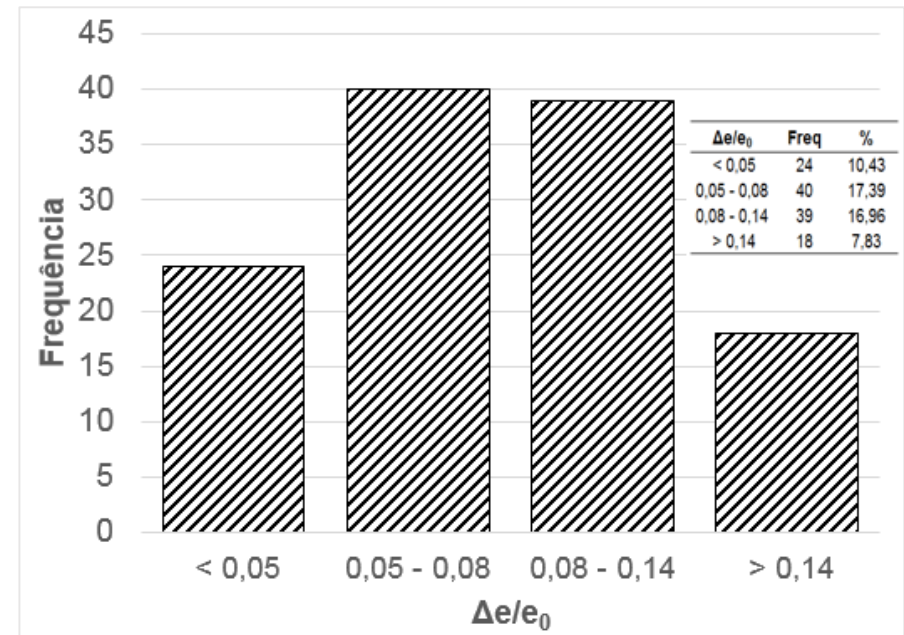


Fonte: O autor.

Figura 133 - Distribuição de frequência da relação $\Delta e/e_0$: (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

Fonte: O autor.

8.2 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Os resultados dos parâmetros de compressibilidade do presente trabalho, assim como outros resultados, são oriundos de trabalhos anteriormente realizados. As informações cadastradas no atual BD correspondem às melhores possíveis, isto é, resultados de curvas de compressibilidade de qualidade regular acima (boa, muito boa ou excelente), ou de curvas com qualidade incompatível, porém os parâmetros foram corrigidos por propostas da literatura.

Como já discutido no Capítulo 2, os índices de compressão (C_c) e o índice de expansão (C_s) são obtidos das curvas edométricas das suas respectivas amostras indeformadas (ou corpos de prova).

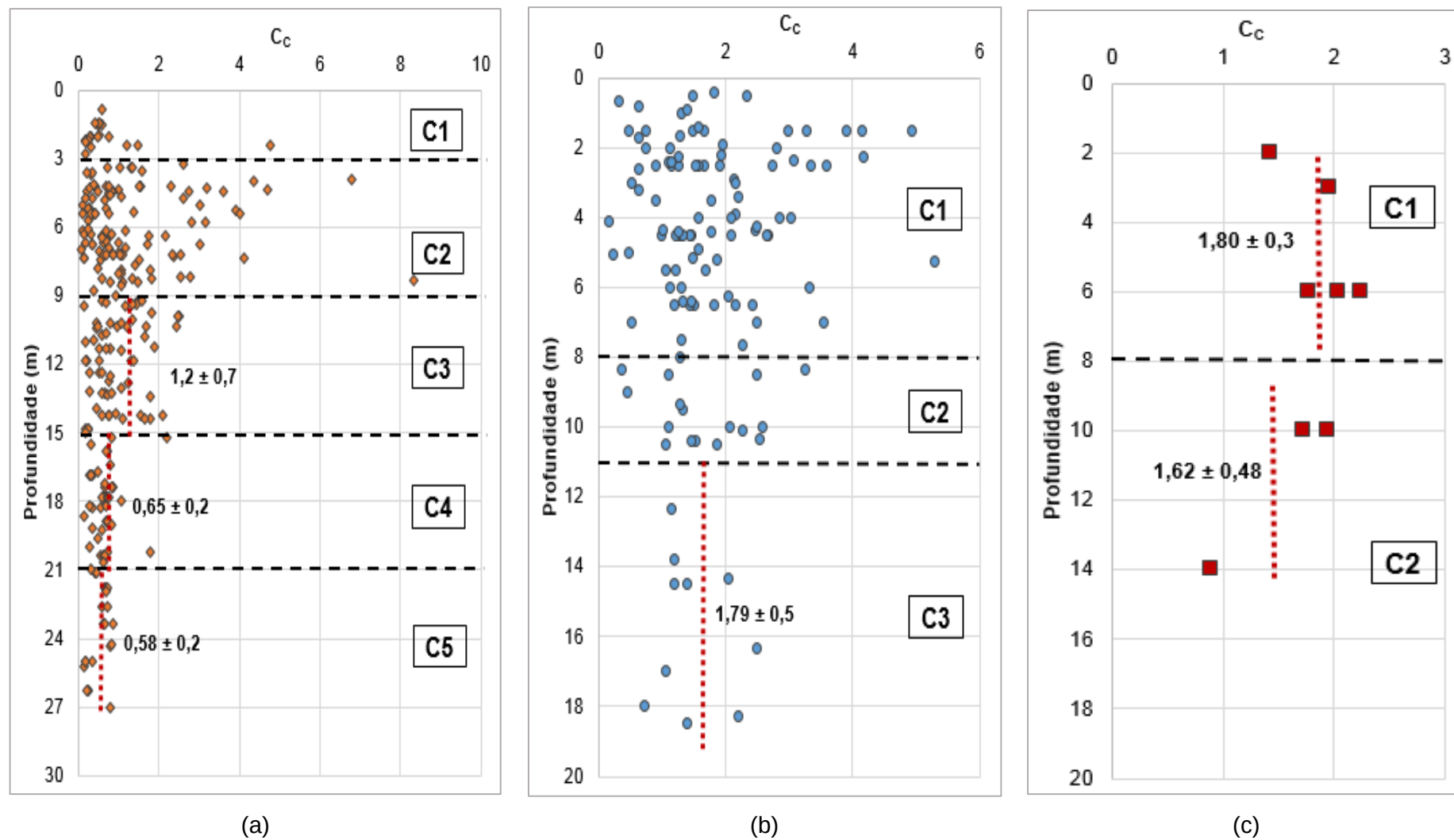
O perfil de C_c da Planície do Recife (FIGURA 134a) apresentou, em geral, tendência de decrescimento ao longo da profundidade. A camada C1 apresentou valores de C_c da ordem de 0,6. A camada C2, com grande dispersão de resultados, variando de 0,6 a 7. As camadas C3, C4 e C5 apresentaram menor variação de resultados, com médias na ordem de 1,2, 0,65 e 0,58, respectivamente. A maior magnitude de resultados experimentada pela camada C2 associa-se a ocorrência de solo orgânicos/turfas. A distribuição de frequência de C_c da Planície do Recife (FIGURA 135a) mostrou que quase 65% das amostras apresentaram valores menores que 1; 21,4% valores entre 1 a 2; 11,7% valores de 2 a 4 e; 2,3% valores maiores que 4.

O perfil de C_c das amostras de Suape (FIGURA 134b) apresentou forte dispersão dos valores na camada C1, porém com tendência geral de decrescimento ao longo da profundidade. Na camada C1, o C_c variou de 0,6 a 4,94. Na camada C2, os valores variaram de 0,63 a 3,2. Na camada C3, a dispersão diminuiu, com valores de C_c variando de 1,06 a 2,48, apresentando média de $1,79 \pm 0,5$. Notou-se altos valores de C_c na camada C1, indicando comportamento muito compressível dos solos dessas camadas.

A distribuição de frequência dos resultados de C_c de Suape (FIGURA 135b) mostrou que 15,7% dos valores foram menores que 1; 50,4% entre 1 e 2; 30,6% entre 2 e 4 e; 3,3% superiores a 4.

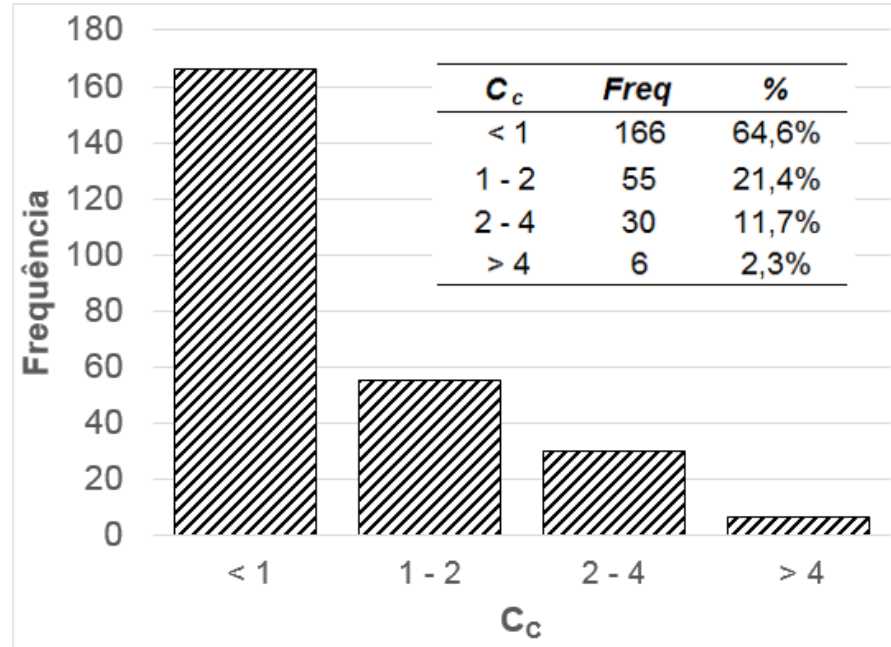
Na Várzea de Goiana, os valores de C_c ao longo do perfil indicaram leve tendência de decrescimento ao longo da profundidade. A camada C1 apresentou C_c médio na ordem de 1,8; a camada C2 apresentou valor médio de 1,62, conforme Figura 134c.

Figura 134 - Perfis de índice de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

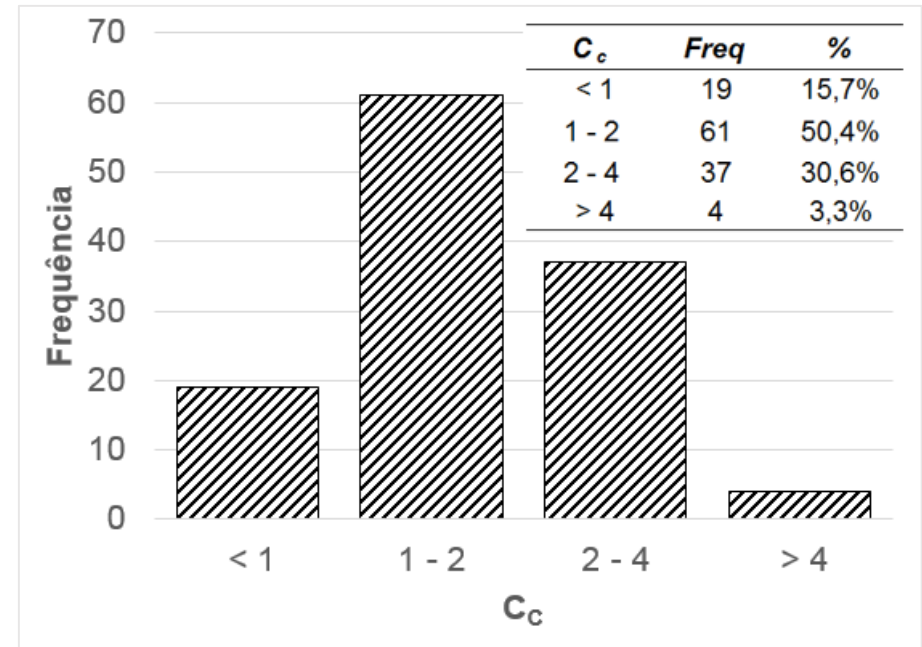


Fonte: O autor.

Figura 135 - Distribuição de frequência do índice de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

Fonte: O autor.

O perfil dos resultados de índice de expansão (C_s) da Planície do Recife apresentou tendência geral de decrescimento ao longo da profundidade, conforme Figura 136a. A camada C1 apresentou valores de C_s em torno de 0,06. Na camada C2 os valores apresentaram forte dispersão, variando de 0,04 a 0,85. Na camada C3 os valores variaram de 0,06 a 0,45, com média de $0,15 \pm 0,1$. A camada C4 apresentou C_s médio de $0,14 \pm 0,1$. A camada C5 experimentou menor dispersão em relação as demais, com valor médio de $0,11 \pm 0,06$. Na distribuição de frequência, destaca-se grande ocorrência dos resultados de C_s inferiores a 0,1 (38%) e entre 0,1 e 0,2 (37%), conforme Figura 137a.

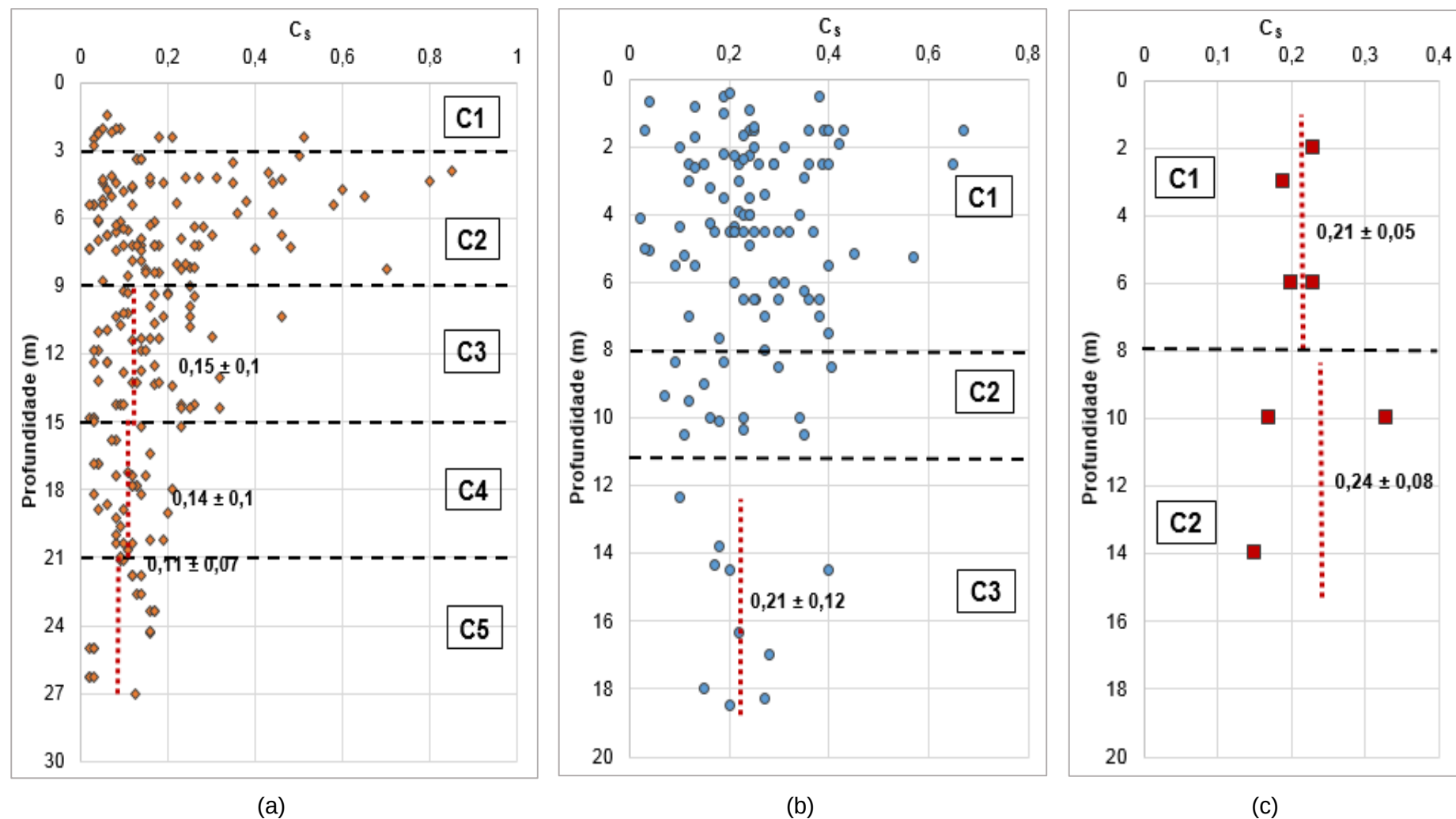
Em Suape, o perfil de C_s (FIGURA 136b) a camada C1 apresentou grande dispersão de valores, entre 0,13 e 0,65; a camada C2 entre 0,13 e 0,4, e; a camada C3 entre 0,18 e 0,28, com média de 0,21. A distribuição de frequência evidenciou que maior frequência de resultados (35%) ocorreu entre 0,2 e 0,3, conforme Figura 137b.

Na Várzea de Goiana, o perfil de C_s apresentou média de $0,21 \pm 0,05$ na camada C1 e $0,24 \pm 0,08$ na camada C2, com leve tendência geral de decrescimento ao longo da profundidade, conforme Figura 136c.

Os valores da relação C_s/C_c ao longo do perfil, variaram, em geral, de 0,1 a 0,3 em todas as camadas de todos os universos estudados. Na Planície do Recife, a relação apresentou valor médio de $0,19 \pm 0,075$ (FIGURA 138a); Suape $0,17 \pm 0,083$ (FIGURA 138b) e; Várzea de Goiana $0,13 \pm 0,04$ (FIGURA 138c). Pontuais resultados acima de 0,3 associam-se à ocorrência de turfas.

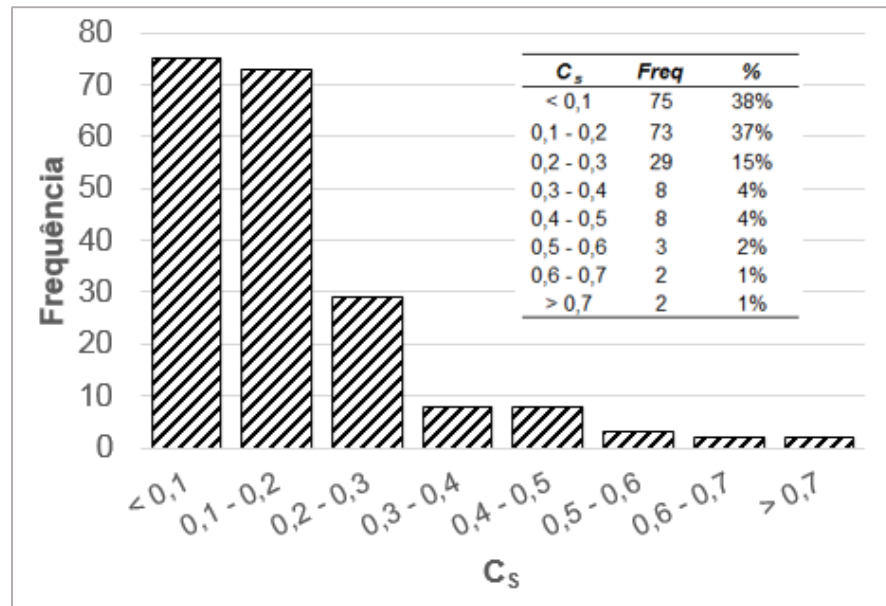
A distribuição de frequência da relação C_s/C_c indicou que na Planície do Recife grande frequência dos valores (34%) ocorreu entre 0,15 e 0,20 (FIGURA 139a) e; em Suape 27% dos valores entre 0,10 e 0,15 (FIGURA 139b).

Figura 136 - Perfis de índice de expansão: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

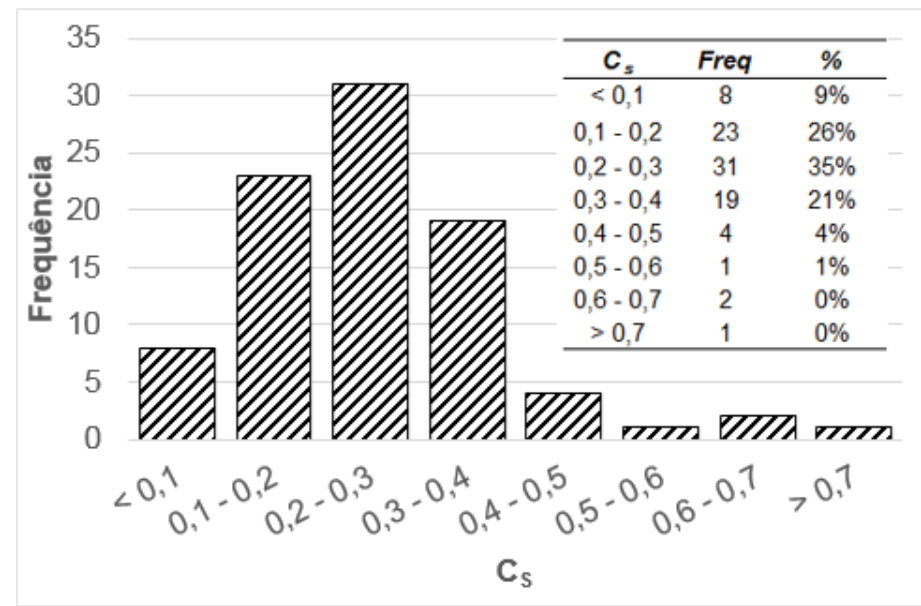


Fonte: O autor.

Figura 137 - Distribuição de frequência do índice de expansão: (a) Planície do Recife; (b) Suape



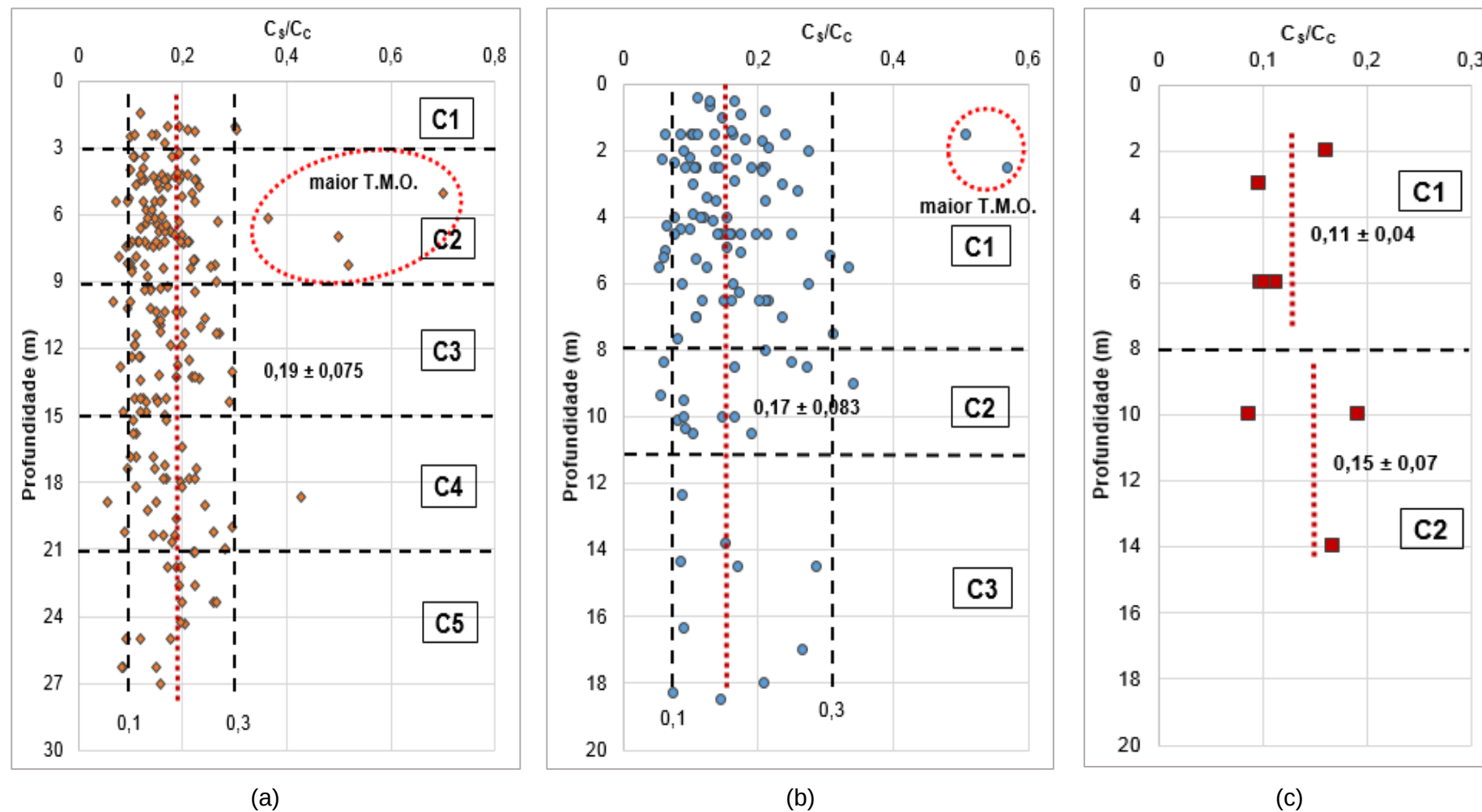
(a)



(b)

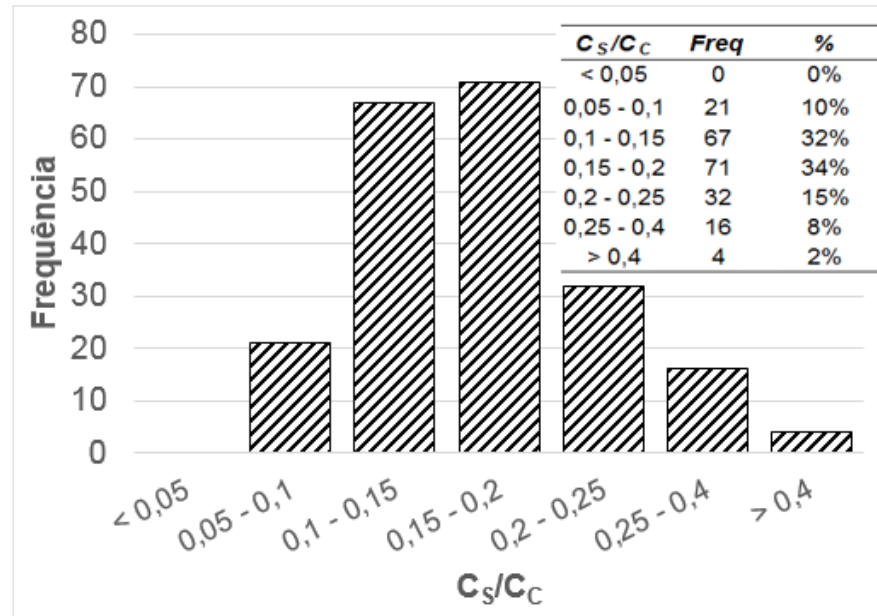
Fonte: O autor.

Figura 138 - Perfis da relação C_s/C_c : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

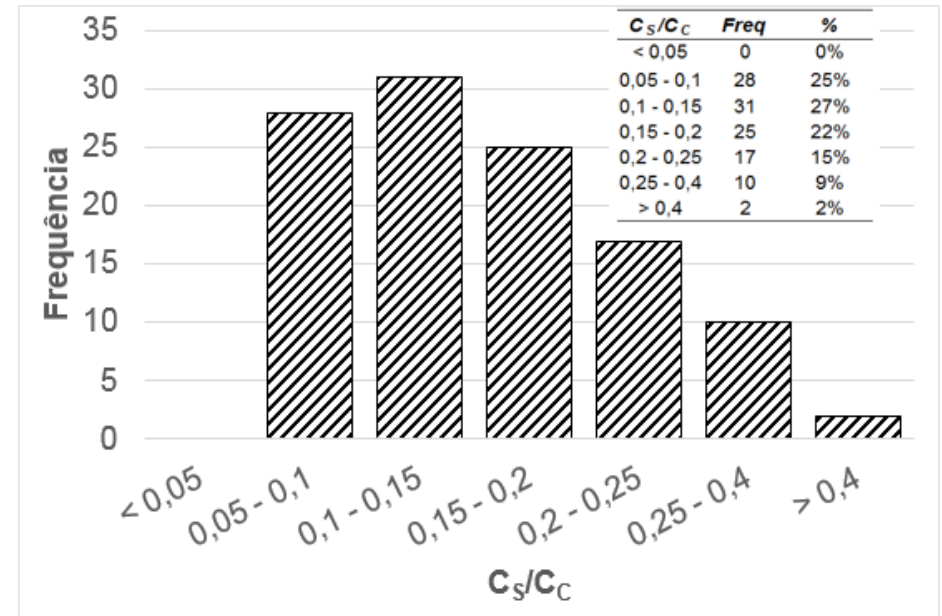


Fonte: O autor.

Figura 139 - Distribuição de frequência da relação C_S/C_C : (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

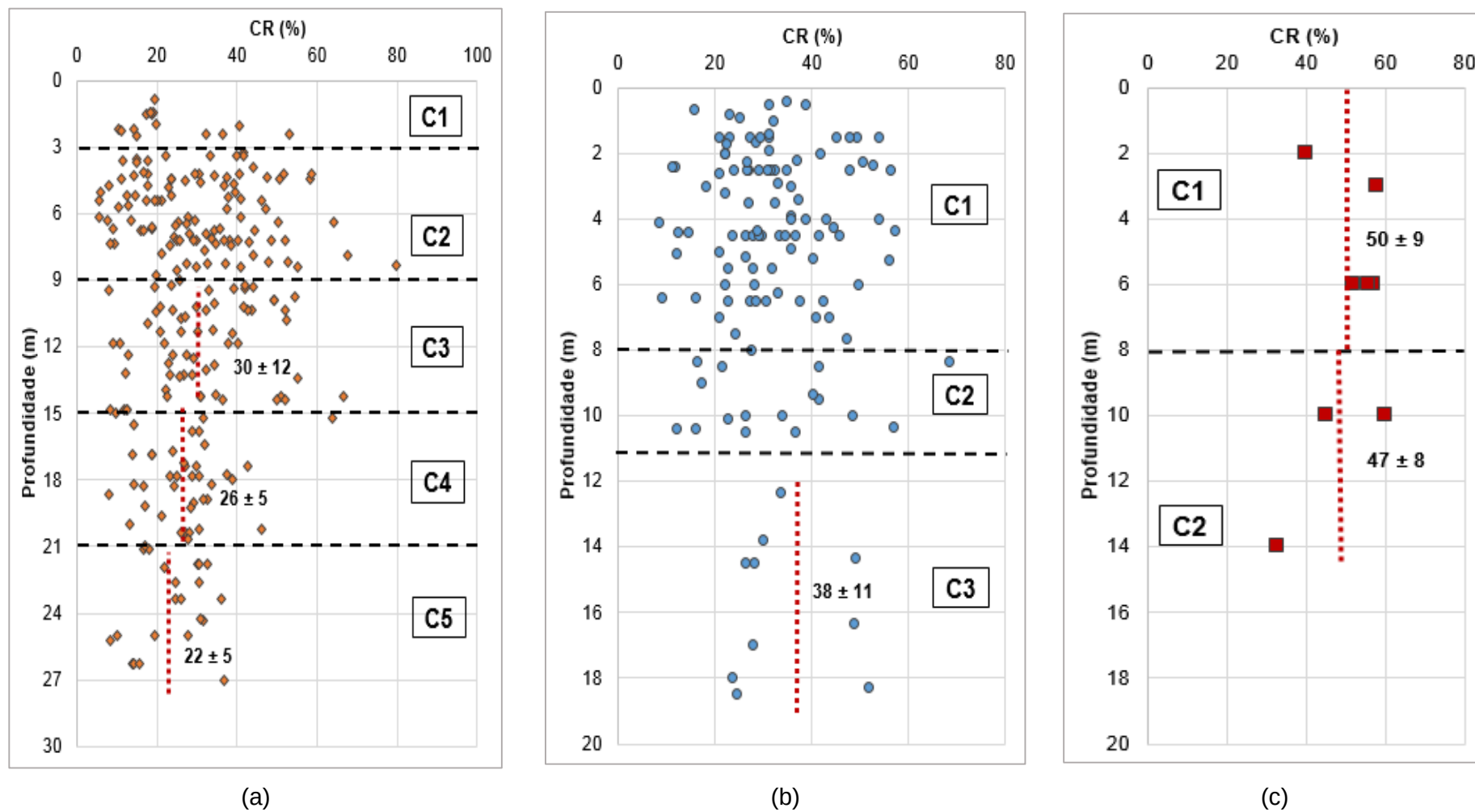
Fonte: O autor.

A razão de compressão (CR) ao longo da profundidade, na Planície do Recife variou, em geral, de 10% a 70%, conforme Figura 140a. Na camada C1, os valores de CR apresentaram-se próximos à 20%. Na camada C2 foi observada maior dispersão de valores, variando de 20% a 65%, indicando maior compressibilidade das argilas compreendidas nessas profundidades. Na camada C3 os valores de CR variaram de 13% a 55%. Nas camadas C4 e C5 as médias experimentadas foram de $26\% \pm 5$ e 22 ± 5 , respectivamente. A distribuição de frequência destacou que a maior ocorrência dos resultados (38%) de CR desse universo manteve-se entre 15% e 30%, conforme Figura 141a.

Em Suape, os valores de CR ao longo da profundidade variaram de 15% a 57% (FIGURA 140b). A camada C1 apresentou valores de CR variando de 15% a 53%; na camada C2, entre 18% e 57%, e; a camada C3 apresentou valores com menor dispersão, variando de 24% a 51%, com média de 38%. Tais valores podem indicar argilas moles mais compressíveis do que as da Planície do Recife, mesmo com a distribuição de frequência semelhante, conforme Figura 141b.

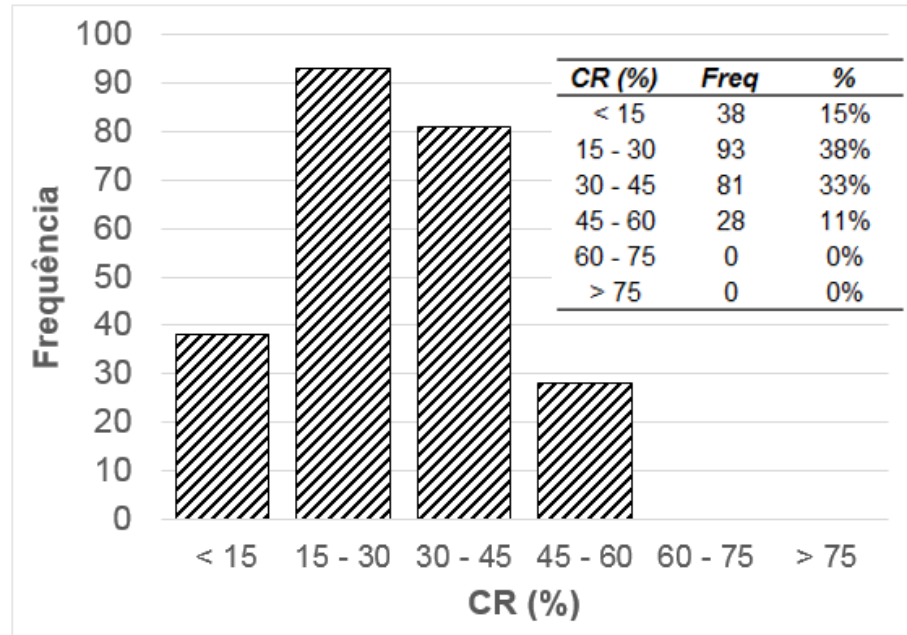
Na Várzea de Goiana, os valores de CR variaram, em geral, de 40% a 60%, com valor médio de 50 ± 9 na camada C1 e 47 ± 8 na camada C2, conforme Figura 140c.

Figura 140 - Perfis da razão de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

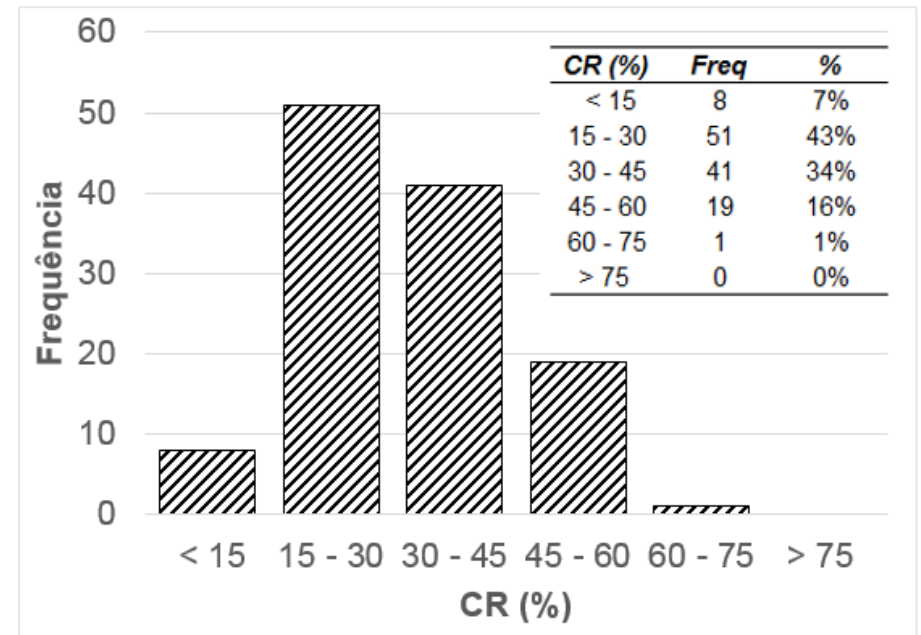


Fonte: O autor.

Figura 141 - Distribuição de frequência da razão de compressão: (a) Planície do Recife; (b) Suape



(a)



(b)

Fonte: O autor.

8.3 CORRELAÇÕES COM O ÍNDICE DE COMPRESSÃO (C_c)

Amostras de argilas moles são, em geral, mais susceptíveis aos efeitos do amolgamento, os quais podem refletir nos valores dos índices de compressibilidade, visto que a estrutura original do solo sofreu alterações. Diante dessa problemática, diversos autores procuraram compreender, através de correlações empíricas, como o índice de compressão (C_c), obtido a partir de amostras de boa qualidade, varia de acordo com a variação de parâmetros obtidos por metodologias expeditas, como a umidade natural (W_n), o índice de vazios (e_0) e o limite de liquidez (W_L). A Tabela 42 apresenta algumas dessas experiências da literatura.

Tabela 42 - Correlações empíricas com C_c

Correlação com $W_n - C_c = a.W_n + b$		a	b
1	Al Khafaji e Andersland (1992)	0,01	0
2	Bowles (1989)	0,0115	0
3	Koppula (1981)	0,01	0
4	Mesri e Ajilouni (2007)	0,01	0
5	Moran <i>et al.</i> (1958)	0,015	0
6	Nagaraj e Miura (2001)	0,0103	0
7	Almeida <i>et al.</i> (2008)	0,013	0
8	Azzouz <i>et al.</i> (1976)	0,01	-0,05
9	Herrero (1980)	0,01	-0,0755
10	Mc Cabe <i>et al.</i> (2014)	0,014	-0,3178
11	Coutinho e Bello (2014); $W_n < 200\%$	0,007	0,401
12	Coutinho e Bello (2014); $W_n > 200\%$	0,006	0,804
Correlação com $e_0 - C_c = s.e_0 - t$		s	t
1	Azzouz <i>et al.</i> (1976)	0,4	0,1
2	Cozzolino (1961)	0,43	0,1075
3	Nishida (1956)	0,54	0,189
4	Sowers (1970)	0,75	0,0375
5	Hough (1957)	0,35	0,1225
6	Dames e Moore (1983)	0,54	0,081
7	Chung <i>et al.</i> (2003)	0,44	0,004
8	Tan (1983)	0,344	0,1754
9	Coutinho e Lacerda (1987)	0,63	0,7
10	Aragão (1975)	0,56	0,3136
11	Bello (2011)	0,412	0,193
Correlação com $W_L - C_c = m.W_L - n$		m	n
1	Azzouz <i>et al.</i> (1976)	0,006	0,054
2	Cozzolino (1961)	0,0046	0,0414
3	Mayne (1980)	0,0092	0,1196
4	Schofield e Wroth (1968)	0,0083	0,0747

5	Shouka (1964)	0,017	0,34
6	Skempton (1944)	0,007	0,07
7	Terzaghi e Peck (1967)	0,009	0,09
8	Yamagutshi (1959)	0,013	0,13
9	Mc Cabe <i>et al.</i> (2014)	0,0118	0,24426
10	Ogawa e Matsumoto (1978)	0,015	0,285
11	Tanaka <i>et al.</i> (2003)	0,0009	0,09
12	Chung <i>et al.</i> (2003)	0,0084	-0,164

Fonte: Baroni e Almeida (2017).

8.3.1 Correlações com a umidade natural (W_n)

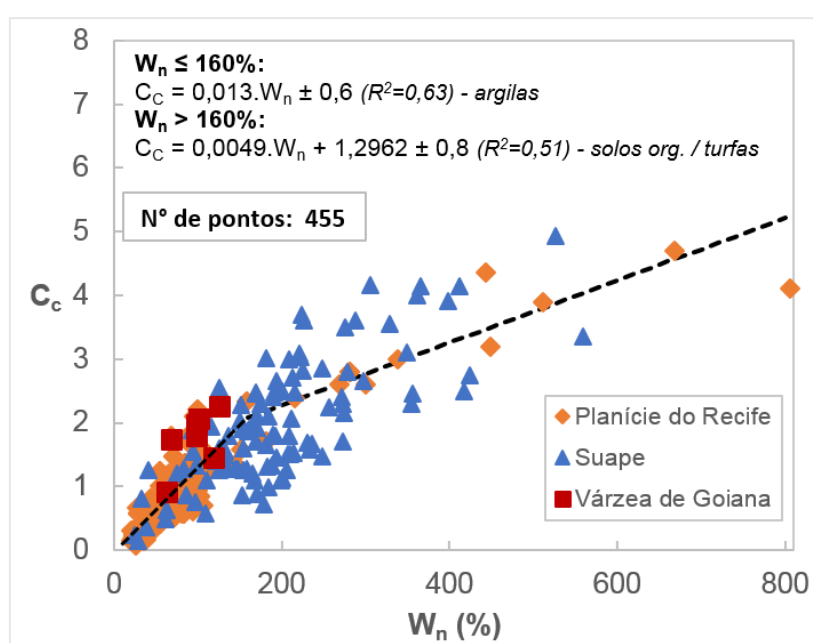
A partir de 455 pontos, as correlações empíricas entre C_c e a umidade natural foram realizadas seguindo critérios diferentes dos adotados por Coutinho *et al.* (1998) e Coutinho e Bello (2014), valores inferiores e superiores à 160% de W_n , conforme Figura 142.

Para todos os universos de dados do atual BD, para valores de W_n inferiores a 160%, coerentes com resultados de argilas moles, a correlação média apresentou-se conforme a Equação 25. Para W_n superior à 160%, respectivo de solos orgânicos ou turfas, a correlação com C_c média apresenta-se conforme Equação 26.

$$C_c = 0,013. W_n \quad (25)$$

$$C_c = 0,0049. W_n + 1,2962 \quad (26)$$

Figura 142 - Correlações empíricas entre C_c e W_n



Fonte: A partir de Coutinho *et al.* (1998) e Coutinho e Bello (2014).

As Tabelas 43, 44 e 45 apresentam a análise da variabilidade dos valores de C_c em relação às faixas de W_n da Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana, respectivamente.

Tabela 43 - Índice de compressão em função da umidade natural da Planície do Recife

W_n (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,08	2,21	0,73	0,43	313
100 - 200	0,70	2,34	1,32	0,50	16
200 - 300	2,38	2,80	2,65	0,17	4
> 300	3,00	4,70	3,88	0,60	6

Fonte: O autor.

Tabela 44 - Índice de compressão em função da umidade natural de Suape

W_n (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,15	1,94	0,98	0,53	16
100 - 200	0,58	3,02	1,67	0,55	46
200 - 300	1,13	3,70	2,34	0,74	30
> 300	2,29	4,94	3,48	0,79	13

Fonte: O autor.

Tabela 45 - Índice de compressão em função da umidade natural da Várzea de Goiana

W_n (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,89	1,96	1,63	0,44	4
100 - 200	1,43	2,25	1,87	0,31	4

Fonte: O autor.

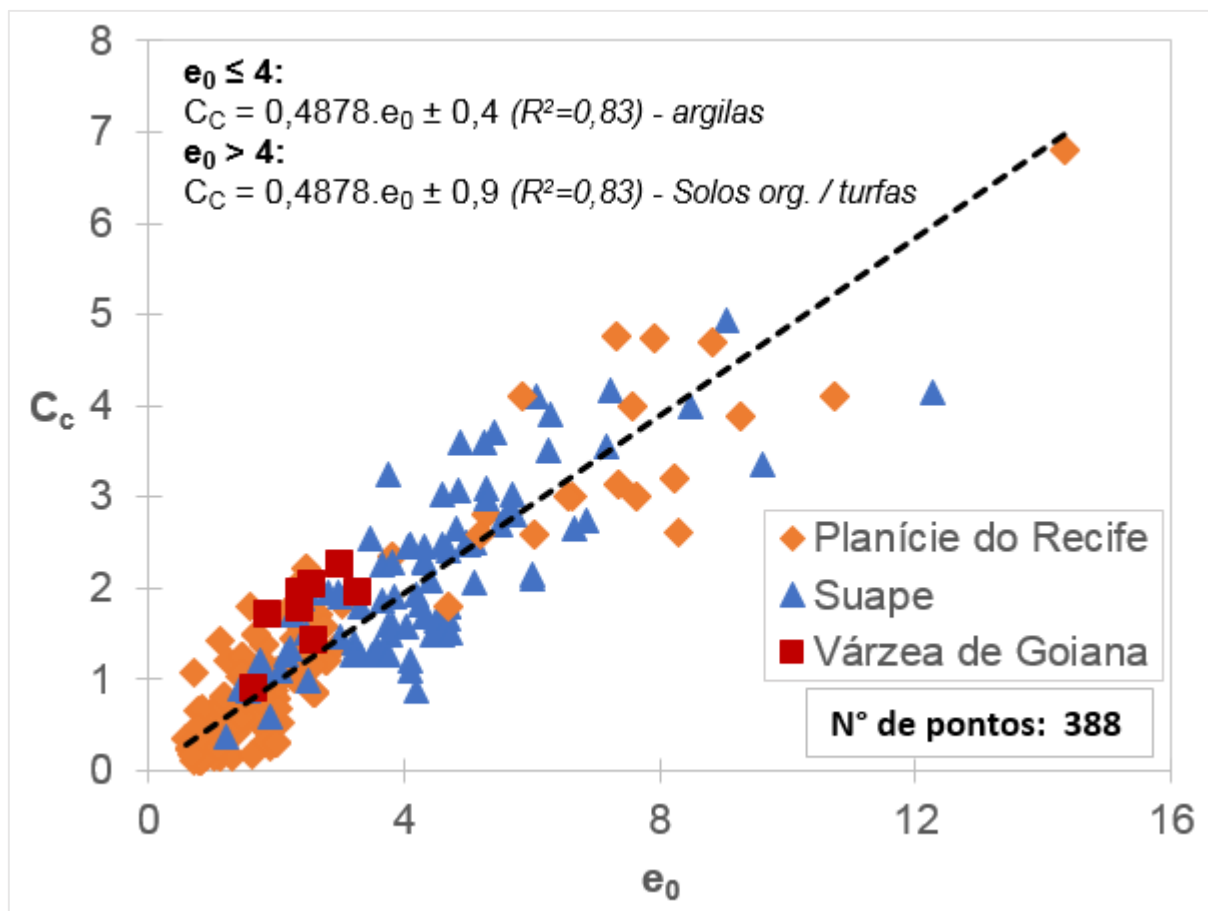
8.3.2 Correlações com o índice de vazios inicial (e_0)

A partir de 388 pontos, as correlações empíricas entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial foram realizadas seguindo os mesmos critérios adotados por Coutinho *et al.* (1998), valores inferiores e superiores à 4,0 de e_0 , conforme Figura 143.

Nos universos de dados do atural BD, para valores de e_0 inferiores e superiores a 4,0, a correlação média apresentou-se conforme a Equação 27, variando apenas o desvio padrão de cada faixa.

$$C_c = 0,4877 \cdot e_0 \quad (27)$$

Figura 143 - Correlações empíricas entre C_c e W_n



Fonte: A partir de Coutinho *et al.* (1998).

As Tabelas 46, 47 e 48 apresentam a análise da variabilidade dos valores de C_c em relação às faixas de e_0 da Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana, respectivamente. As faixas adotadas foram as mesmas utilizadas nas correlações empíricas.

Tabela 46 - Índice de compressão em função do índice de vazios inicial da Planície do Recife

e_0 Faixa	C_c				Nº de ensaios
	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	
< 4,0	0,10	2,34	0,78	0,46	308
> 4,0	1,80	6,81	3,56	1,12	19

Fonte: O autor.

Tabela 47 - Índice de compressão em função do índice de vazios inicial de Suape

e_0	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 4,0	0,36	3,25	1,53	0,54	38
> 4,0	0,88	4,94	2,60	0,90	51

Fonte: O autor.

Tabela 48 - Índice de compressão função do índice de vazios inicial da Várzea de Goiana

e_0	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 4,0	0,89	2,25	1,75	0,40	8
> 4,0	-	-	-	-	-

Fonte: O autor.

8.3.3 Correlações com a limite de liquidez (W_L)

As correlações empíricas entre o índice de compressão e o limite de liquidez foram realizadas a partir de 332 pontos, considerando valores inferiores e superiores ao limite de W_L de 130% (FIGURA 144).

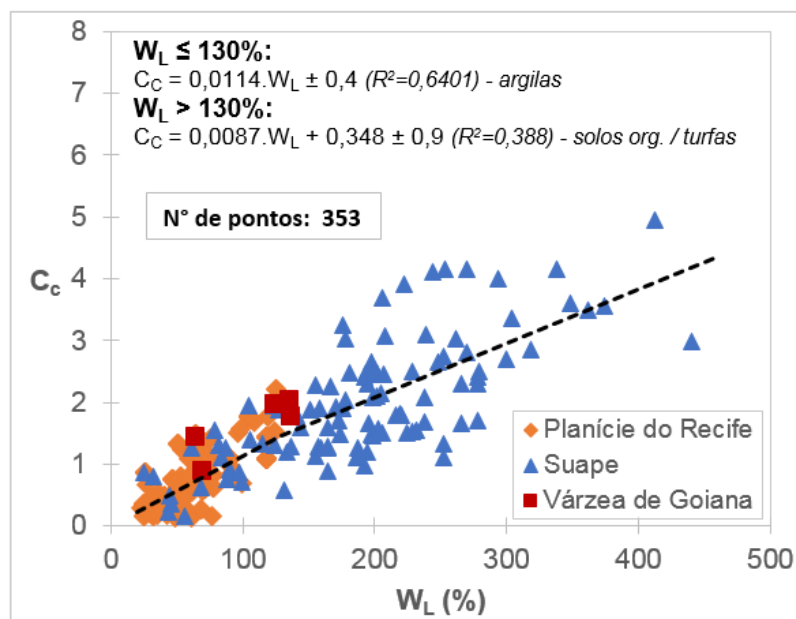
Nos universos estudados, para valores de W_L inferiores a 130%, a correlação média apresentou-se conforme a Equação 28. A Planície do Recife e Várzea de Goiana, para essa correlação, não apresentaram valores de W_L superiores à 130%.

$$C_c = 0,0114 \cdot W_L \quad (28)$$

Em Suape, para valores de W_L superiores a 130%, a correlação média apresentou-se conforme a Equação 29.

$$C_c = 0,0086 \cdot W_L + 0,348 \quad (29)$$

A Várzea de Goiana enquadrou-se na nuvem de pontos da Planície do Recife, para valores de W_L inferiores a 150%.

Figura 144 - Correlações empíricas entre C_c e W_L 

Fonte: O autor.

As Tabelas 49, 50 e 51 apresentam a análise da variabilidade dos valores de C_c em relação às faixas de W_L da Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana, respectivamente.

Tabela 49 - Índice de compressão em função do limite de liquidez da Planície do Recife

W_L (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,13	1,58	0,65	0,34	216
100 - 150	1,08	2,21	1,50	0,33	28

Fonte: O autor.

Tabela 50 - Índice de compressão em função do limite de liquidez de Suape

W_L (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,15	1,55	0,83	0,39	15
100 - 150	0,58	3,25	1,74	0,57	44
150 - 200	1,10	4,15	2,43	0,87	35
> 200	2,70	4,94	3,52	0,66	9

Fonte: O autor.

Tabela 51 - Índice de compressão em função do limite de liquidez da Várzea de Goiana

W_L (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 100	0,89	1,43	1,16	0,27	2
100 - 150	1,77	2,04	1,92	0,11	3

Fonte: O autor.

8.3.4 Correlações com o índice de plasticidade (IP)

As correlações empíricas entre o índice de compressão e o índice de plasticidade foram realizadas a partir de 308 pontos, considerando valores inferiores e superiores ao limite de IP de 100% (FIGURA 145).

No atual BD, para valores de IP inferiores a 100%, a correlação média apresentou-se conforme a Equação 30. A Planície do Recife e Várzea de Goiana, para essa correlação, não apresentaram valores de IP superiores à 100%.

$$C_c = 0,018 \cdot IP \quad (30)$$

Para valores de IP superiores a 100%, correspondentes aos pontos de Suape, a correlação média manteve-se conforme a Equação 30, porém com estimativa sujeita à maior dispersão de resultados em relação a inferior a 100%.

A Várzea de Goiana enquadrou-se na nuvem de pontos da Planície do Recife, para valores de IP inferiores a 100%.

As Tabelas 52, 53 e 54 apresentam a análise da variabilidade dos valores de C_c em relação às faixas de IP da Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana, respectivamente.

Tabela 52 - Índice de compressão em função do índice de plasticidade da Planície do Recife

IP (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 50	0,15	1,48	0,63	0,32	0,15
50 - 100	0,68	2,21	1,35	0,36	0,68

Fonte: O autor.

Tabela 53 - Índice de compressão em função do índice de plasticidade de Suape

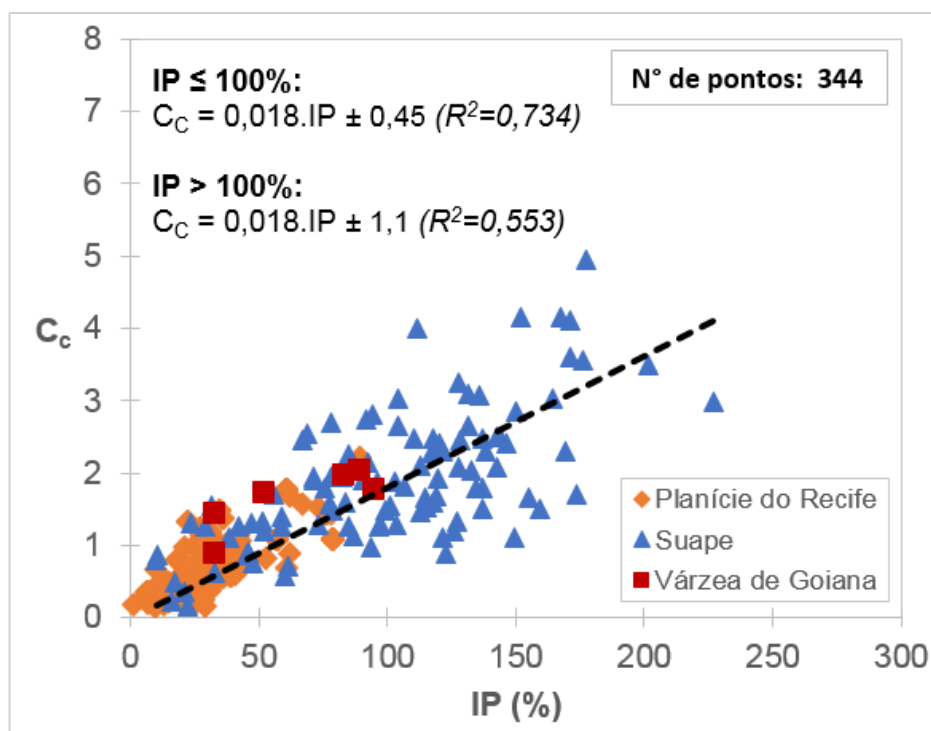
IP (%)	C_c				
Faixa	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 50	0,15	1,55	0,86	0,40	16
50 - 100	0,58	2,80	1,69	0,57	31
100 - 200	0,88	4,94	2,33	0,90	52
> 200	2,99	3,50	3,25	0,26	2

Fonte: O autor.

Tabela 54 - Índice de compressão em função do índice de plasticidade da Várzea de Goiana

IP (%)	C _c				
	Mínimo	Máximo	Média	Desv. Padrão	Nº de ensaios
< 50	0,89	1,43	1,16	0,27	2
50 - 100	1,72	2,04	1,87	0,13	4

Fonte: O autor.

Figura 145 - Correlações empíricas entre C_c e IP

Fonte: O autor.

8.4 CORRELAÇÕES COM A RAZÃO DE COMPRESSÃO (CR)

Seguindo a proposta de Lambe e Whitman (1979), foram realizadas correlações entre a razão de compressão e a umidade natural dos universos estudados. Semelhante ao verificado pelos autores dessa proposta, a razão de compressão, em todos os universos, apresentou tendência de crescimento com o aumento da umidade natural, apenas a Planície do Recife apresentando diferenciação de correlação para valores de W_n superiores a 200%, conforme Figura 146.

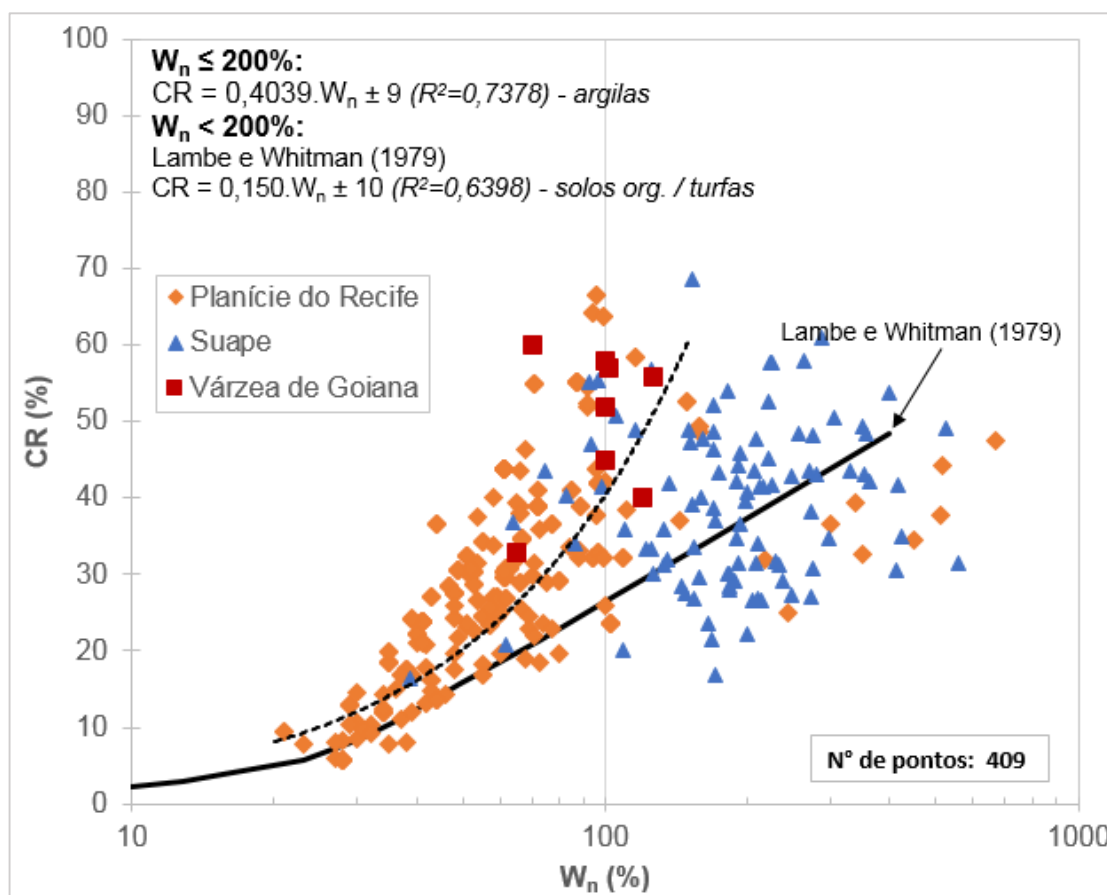
No atual BD, para valores de W_n inferiores a 200%, a correlação média apresentou-se conforme a Equação 31. Para W_n superior à 200%, os valores mantiveram-se em torno da proposta de Lambe e Whitman (1979), conforme Equação 32.

$$CR = 0,4039.W_n \quad (31)$$

$$CR = 0,15.W_n \quad (32)$$

A Várzea de Goiana enquadrou-se na nuvem de pontos da Planície do Recife, para valores de W_n inferiores a 200%.

Figura 146 - Correlações empíricas entre CR e W_n



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman (1979).

8.5 HISTÓRIA DE TENSÕES

A história de tensões de um solo pode traduzir o seu comportamento compressível, principalmente quando se trata de argilas moles. Um dos parâmetros triviais para a análise do histórico de tensões é a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), a qual pode ser explanada, no adensamento edométrico, como o limite entre os estados de tensões predominantemente elásticas e das tensões predominantemente plásticas, também denominada com tensão de escoamento.

O comportamento da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) ao longo da profundidade da Planície do Recife (FIGURA 147a) apresentou, apesar de dispersão, tendência média geral de crescimento, conforme Equação 33. Na camada C1 os valores de σ'_{vm} variaram entre 25 kPa e 80 kPa; 40 kPa e 250 kPa na camada C2; 47 kPa e 180 kPa na camada C3; 120 kPa a 260 kPa na camada C4; e 150 kPa e 310 kPa na camada C5.

$$\sigma'_{vm}(kPa) = 11,15.z (m) \quad (33)$$

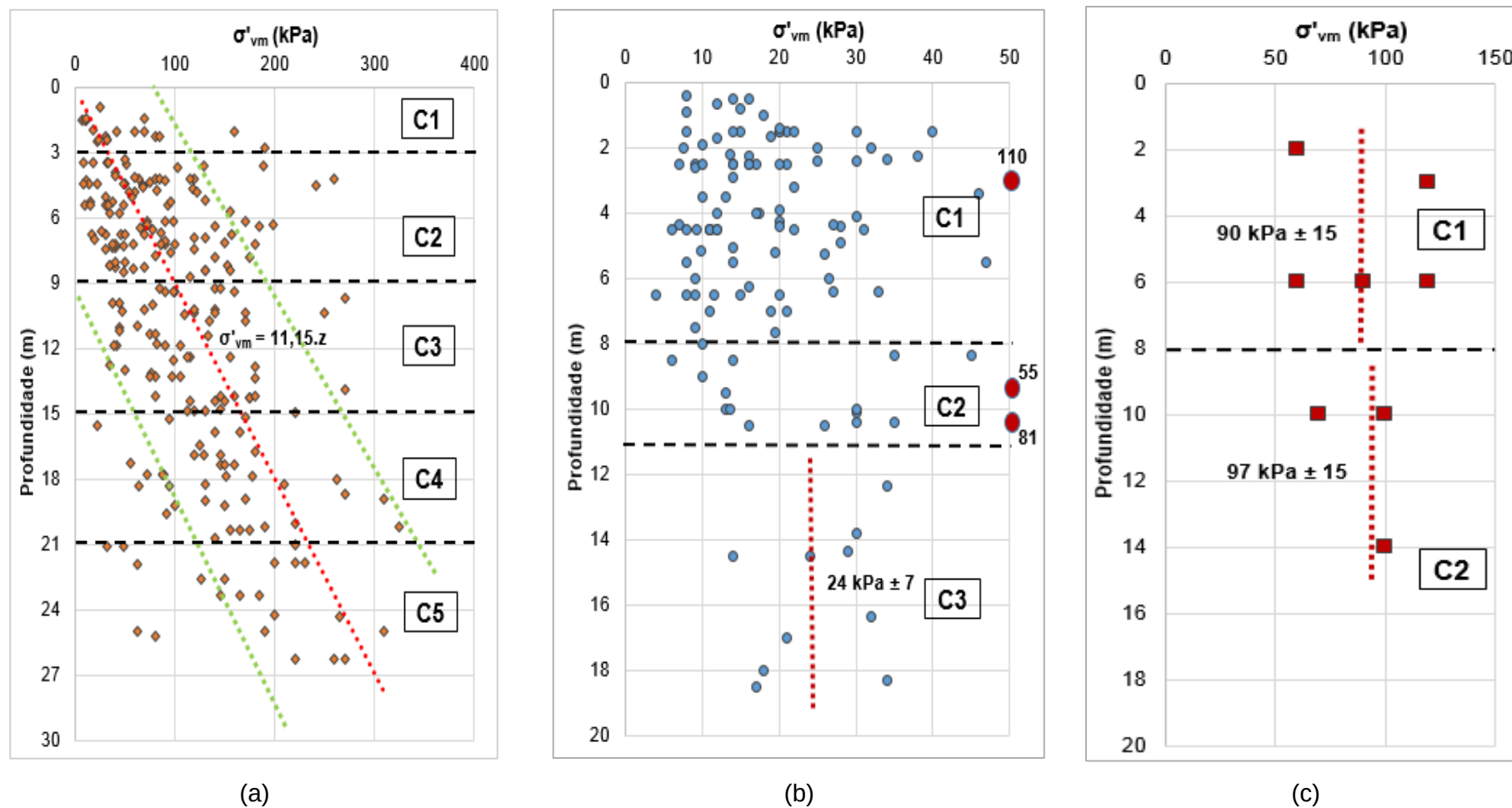
Através da distribuição de frequência dos valores de σ'_{vm} da Planície do Recife (FIGURA 148a), analisou-se que quase 40% dos resultados mantiveram-se na faixa de 80 kPa a 160 kPa.

Em Suape, os valores de σ'_{vm} ao longo da profundidade variaram, em geral, de 7 kPa a 47 kPa nas camadas C1 e C2, com ocorrência de picos pontuais de resultados. Na camada C3 os valores de σ'_{vm} apresentaram-se em torno da média de 24 kPa, conforme Figura 147b.

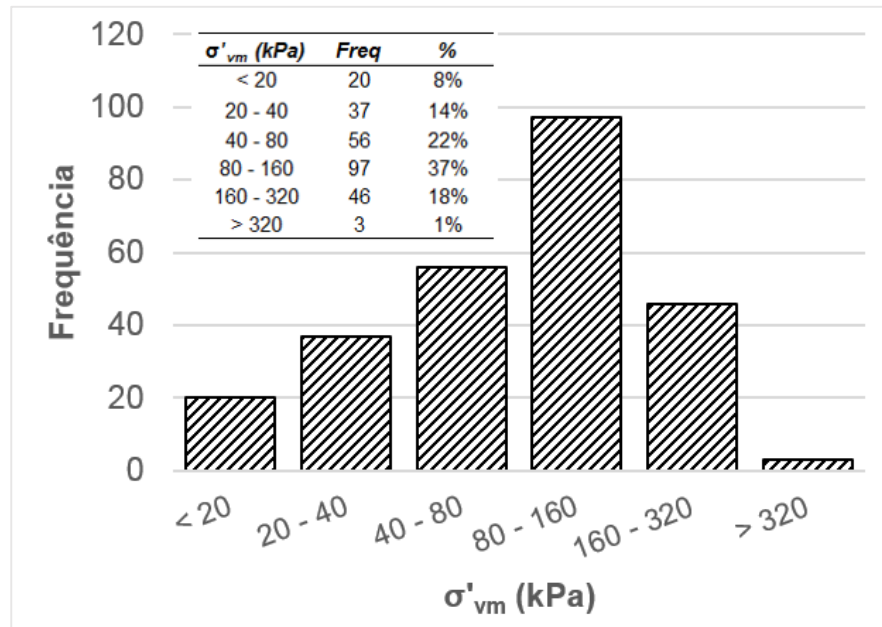
Quase 70% dos resultados de σ'_{vm} de Suape apresentaram-se inferiores a 20 kPa, vide distribuição de frequência (FIGURA 148b).

A Várzea de Goiana apresentou valores de σ'_{vm} ao longo da profundidade variando de 60 kPa a 120 kPa, com média geral de 90 kPa $\pm$ 15 na camada C1 e 97 kPa $\pm$ 15 na camada C2, conforme Figura 147c.

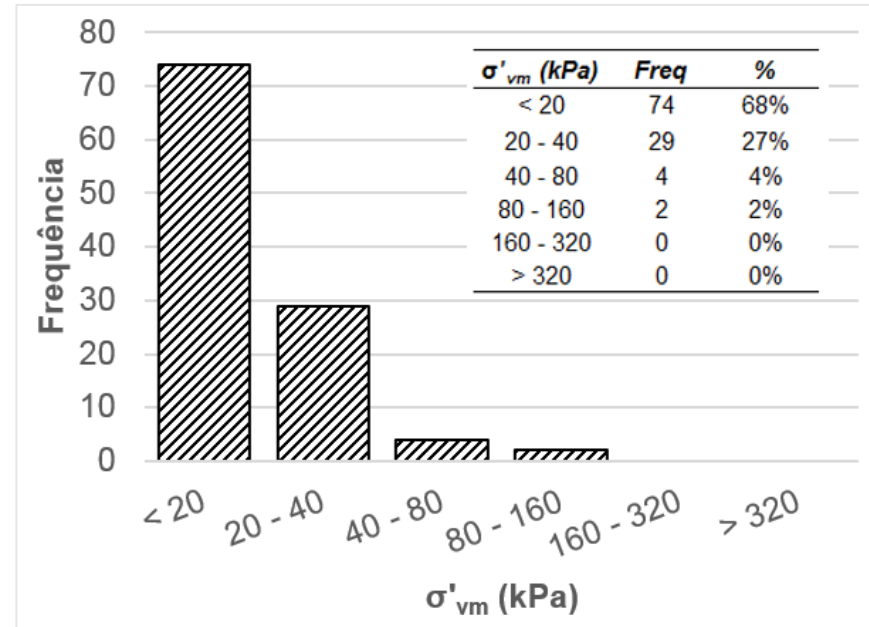
Figura 147 - Perfis da tensão de pré-adensamento: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

Figura 148 - Distribuição de frequência da tensão de pré-adensamento: (a) Planície do Recife; (b) Suape

(a)



(b)

Fonte: O autor.

Outra alternativa para interpretação do histórico de tensões dos solos é a razão de sobre adensamento (overconsolidation ratio – OCR), definida pela razão entre a tensão máxima que o solo já foi submetido e a tensão vertical atual. Essa tensão máxima pode ser interpretada, de forma prática, como a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), e, analisando o estado natural do solo, a tensão atual pode ser tratada como a tensão vertical *in situ* (σ'_{v0}).

Para estimativa dos valores de OCR de todos os resultados do atual BD, utilizou-se da tensão de pré-adensamento, estimada pela proposta de Pacheco Silva (1970) e a tensão vertical *in situ* estimada para cada amostra através do seu respectivo perfil de solo, o qual inclui profundidade, nível d'água e peso específico natural. Para discussão dos valores de OCR, adotou-se a classificação conforme Tabela 55.

Tabela 55 - Classificação adotada para o estado de pré-adensamento

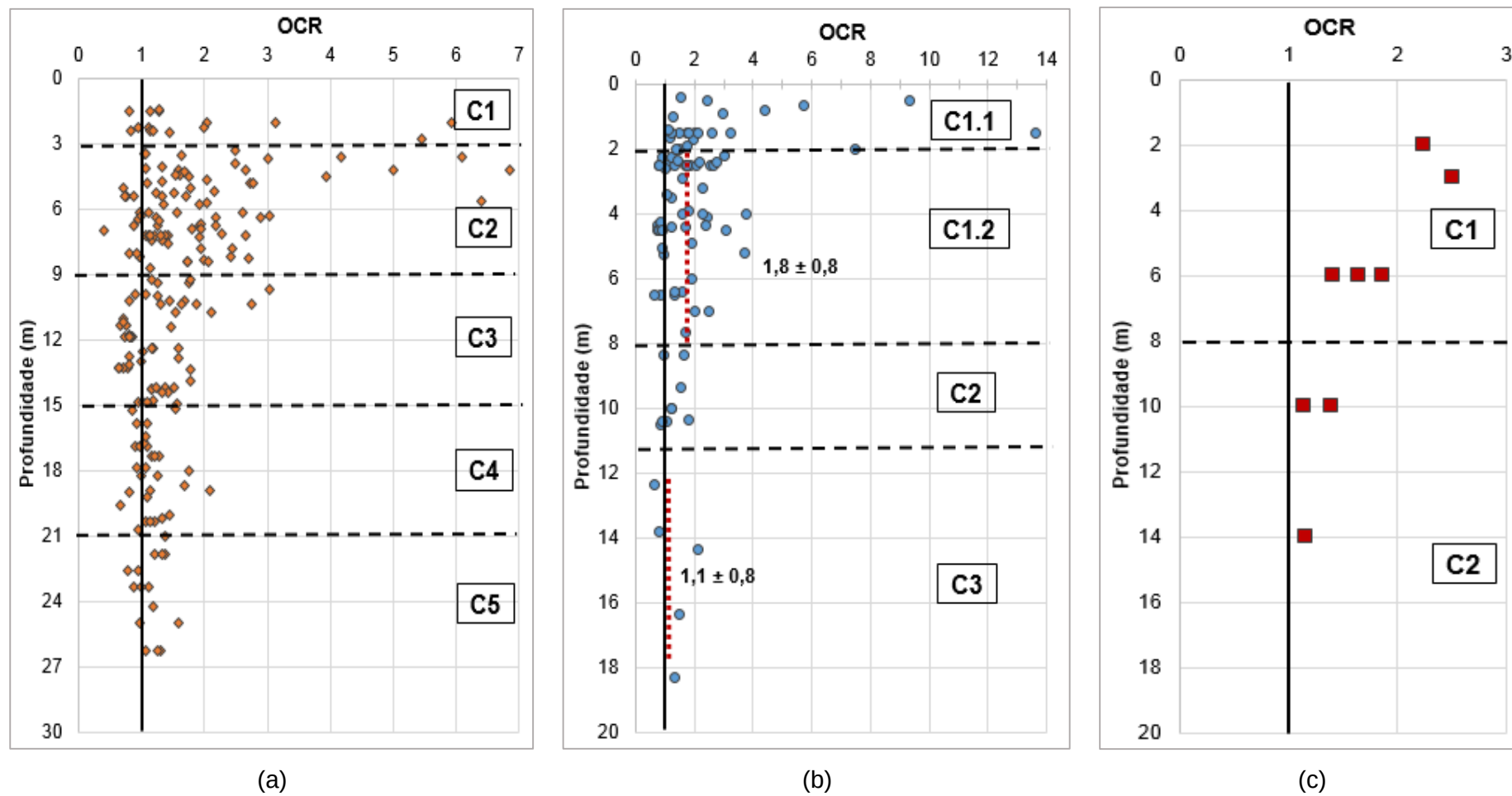
Faixa	Estado
OCR $\approx$ 1	Normalmente consolidada (NC)
1 < OCR < 4	Levemente pré-adensada (LOC)
4 < OCR $\leq$ 10	Moderadamente pré-adensada (MOC)
OCR > 10	Altamente pré-adensada (HOC)

Fonte: Adaptado de Sully *et al.* (1999).

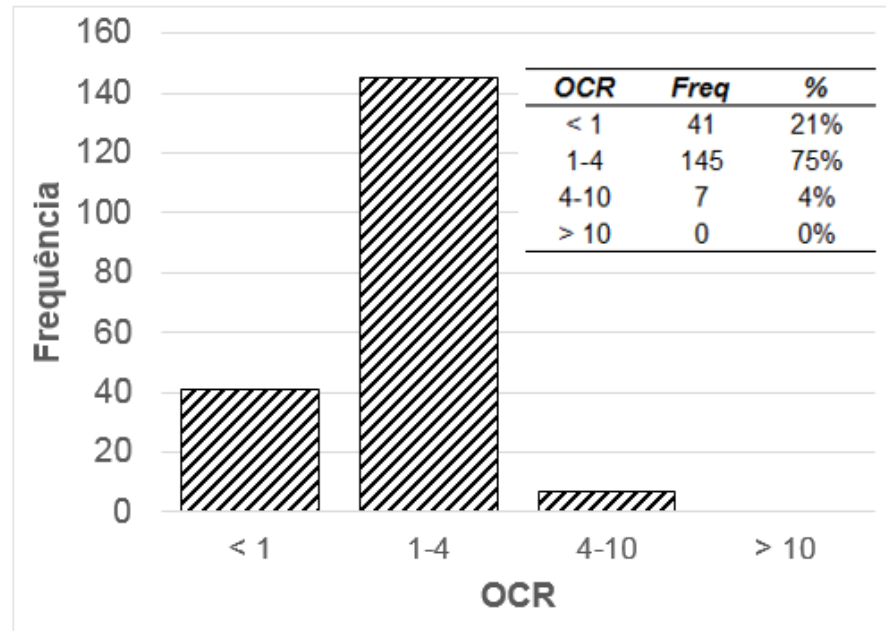
Na Planície do Recife, a variação do OCR ao longo da profundidade apresentou, em geral, tendência de decrescimento (FIGURA 149a). A camada C1 apresentou resultados de OCR, em geral, em torno de 1,0. Na camada C2 os valores de OCR apresentaram forte dispersão, variando de 1 a 6,9, indicando estado variando de levemente pré-adensada a moderadamente pré-adensada. Na camada C3, com menor dispersão, os valores variaram de 1 a 3, estado classificado como levemente pré-adensado. Nas camadas C4 e C5 os valores mantiveram-se próximos a 1, indicando condição normalmente adensada desses estratos.

Cerca de 21% dos resultados de OCR da Planície do Recife são classificados o estado como normalmente adensado; 75% como levemente pré-adensado, e; 4% como moderadamente pré-adensado (FIGURA 150a).

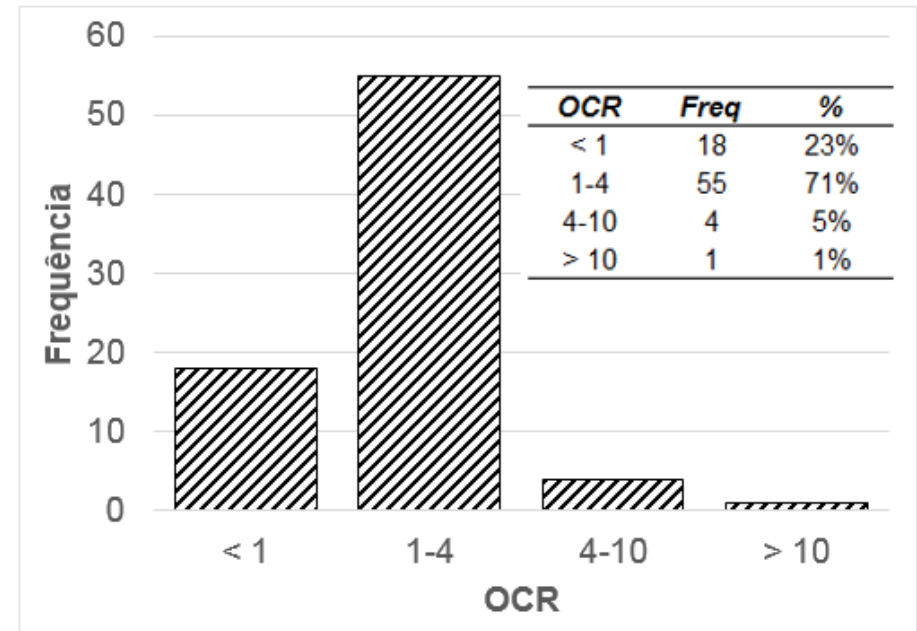
Figura 149 - Perfis de OCR: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



Fonte: O autor.

Figura 150 - Distribuição de frequência do OCR: (a) Planície do Recife; (b) Suape

(a)



(b)

Fonte: O autor.

Semelhante ao observado na Planície do Recife, em Suape o perfil de OCR (FIGURA 149b) apresentou forte dispersão em profundidades superficiais (<2m), com valores variando de 1 a 13,5, indicando estado de pré-adensamento variando de levemente a altamente pré-adensado na camada C1.1. Na camada C1.2, o perfil de OCR apresentou média de $1,8 \pm 0,8$, classificando o estado como levemente pré-adensado. Nas camadas C2 e C3, a média observada foi de $1,2 \pm 0,5$, indicando estado normalmente adensado dessas camadas.

Conforme Figura 150b, cerca de 23% dos resultados de OCR de Suape classificam o estado de pré-adensamento como normalmente adensado; 71% como levemente pré-adensado; 5% como moderadamente pré-adensado e; 1% como altamente pré-adensado.

A Várzea de Goiana apresentou valores que classificam o estado de pré-adensamento como levemente pré-adensado na camada C1, com tendência de estado normalmente adensado na camada C2, conforme Figura 149c.

Devido à difícil amostragem de amostras de argilas moles de boa qualidade, a experiência geotécnica buscou algumas alternativas de estimativa do histórico de tensões de depósitos de argilas moles através de investigações de campo, principalmente à obtenção do parâmetro OCR.

Uma das mais consagradas propostas de estimativas de OCR através de investigações *in situ* é a de Mayne e Mitchell (1988). A partir de universo de 96 depósitos de argilas moles distribuídas em diversos lugares do mundo, os autores buscaram interpretar, inspirados em estudos anteriores como os de Hansbo (1957) e Larson (1980), a variação do índice de plasticidade (IP) com um fator “alfa” definido pela razão entre a tensão de pré-adensamento e a resistência não drenada medida pelo ensaio de palheta de campo, obtendo a Equação 34. O OCR é estimado pela multiplicação desse fator pela resistência não drenada normalizada, conforme Equação 35.

$$\alpha_{VST} = 22 \cdot IP^{-0,48} \quad (34)$$

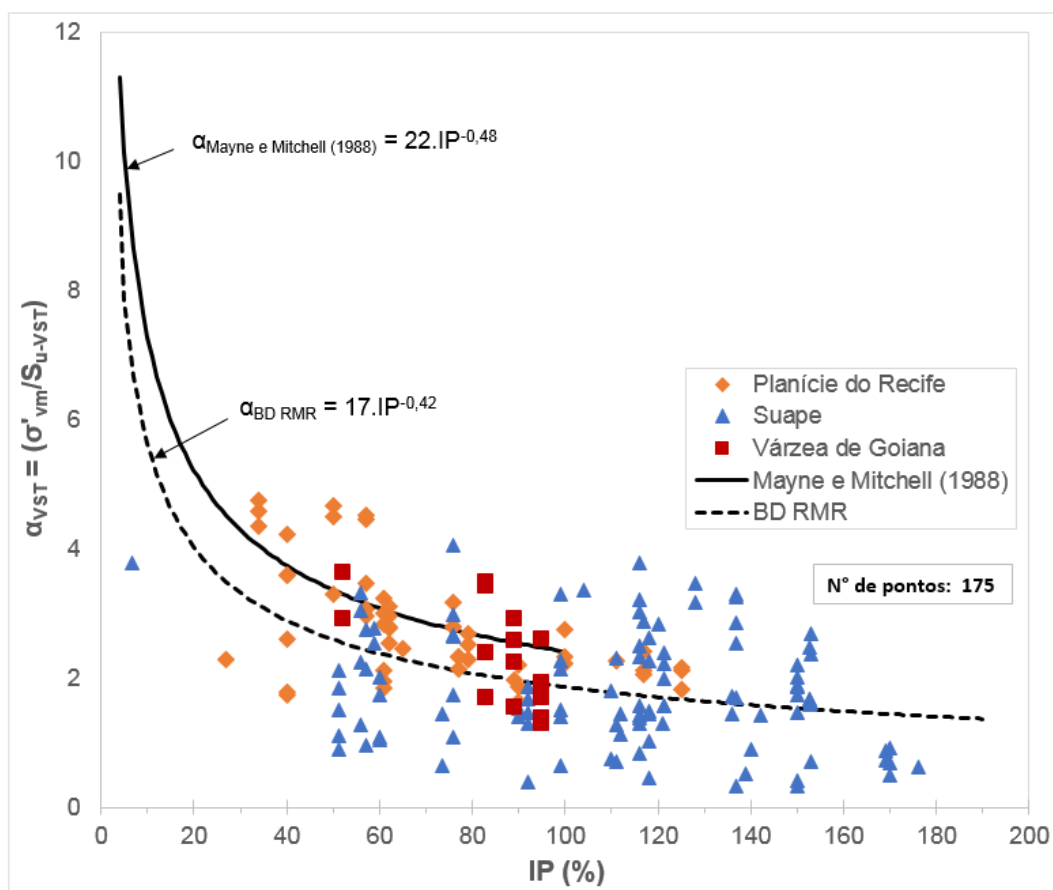
$$OCR = \alpha_{Mayne e Mitchell (1988)} \cdot \frac{S_{u-VST}}{\sigma'_{v0}} \quad (35)$$

Os dados do BD RMRecife foram plotados no gráfico de Mayne e Mitchell (1988), conforme Figura 151. Os dados apresentaram dispersão em relação à

proposta dos autores, com tendência média inferior à sua respectiva proposta, apresentando sutil ajuste conforme Equação 36.

$$\alpha_{BD-RMR} = 17 \cdot IP^{-0,42} \quad (36)$$

Figura 151 - Relação entre o fator α e o IP, com os pontos do BD RMRRecife



Fonte: Adaptado de Mayne e Mitchell (1988).

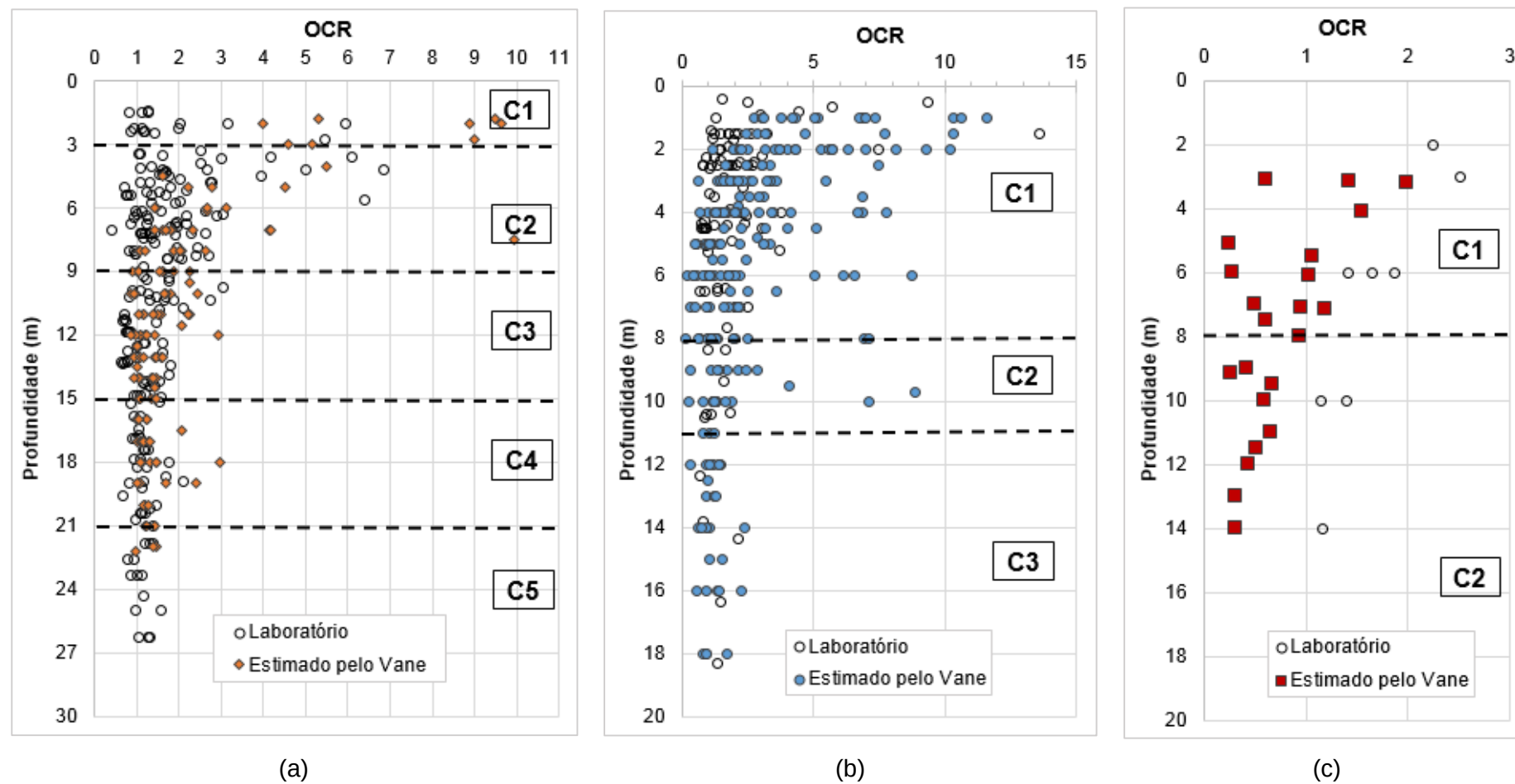
As estimativas de OCR através de ensaios de palheta de campo atual trabalho foram realizadas a partir do ajuste da proposta de Mayne e Mitchell (1988), conforme Equação 36, para o universo local dos pontos analisados, ou seja, para as argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMR).

Em geral, o perfil de OCR estimado pelos ensaios de palheta (*Vane test*) da Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana apresentaram-se tendência semelhante aos resultados de laboratório em todas as camadas (e subcamadas), conforme Figuras 152a, 152b e 152c, respectivamente.

Os picos de OCR encontrados no perfil da Planície do Recife associam-se a ocorrências de argilas arenosas e/ou lentes arenosas. Em Suape, devido maior

ocorrência de solos muito orgânicos, os picos de OCR evidenciados são associados a ocorrência de turfas fibrosas ou lentes arenosas. Na Várzea de Goiana, alguns resultados apresentaram-se inferiores a 1, facilmente associados a falhas na execução do ensaio, como a não utilização de sapata de proteção, conforme Almeida e Marques (2014), a qual pode reduzir a medida da resistência não drenada, reduzindo o valor da estimativa de OCR.

Figura 152 - Perfis de OCR estimado pelo ensaio de palheta de campo: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



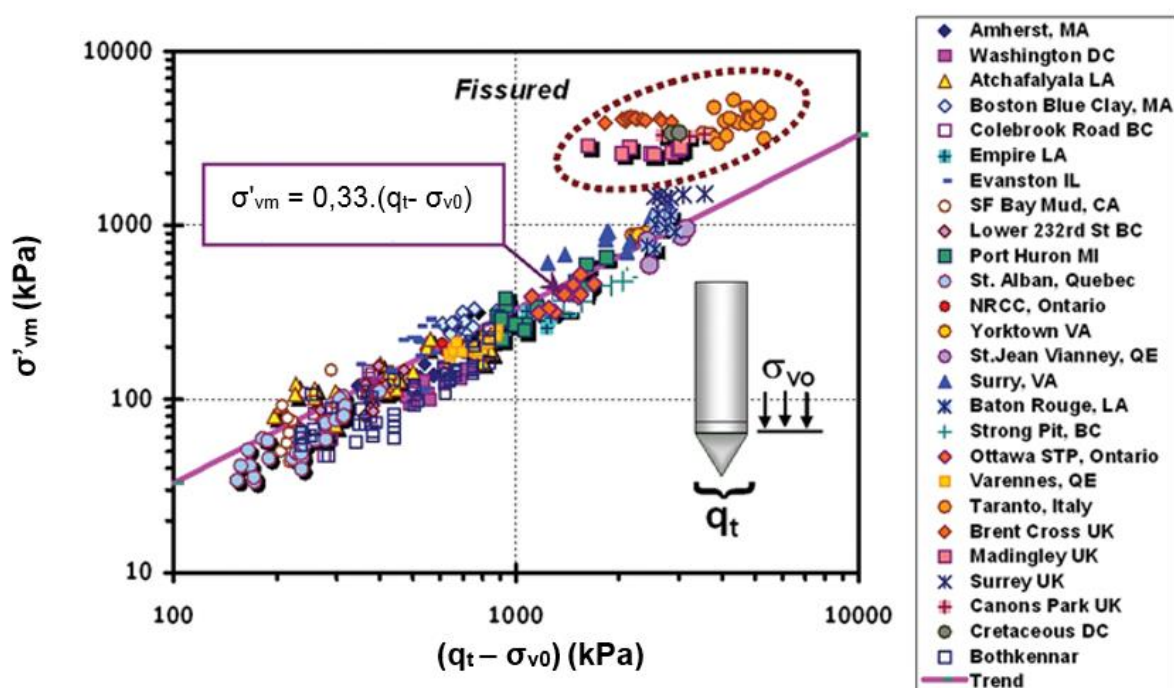
Fonte: O autor.

O histórico de tensões também pode ser avaliado pelos resultados do ensaio de piezocone (CPTu). Os trabalhos de Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996) caracterizam-se como as principais referências para análise do histórico de tensões pelos ensaios de CPTu.

Kulhawy e Mayne (1990) propuseram correlação empírica entre a tensão de pré-adensamento e $(q_t - \sigma_{v0})$, conforme Equação 37 e Figura 153.

$$\sigma'_{vm} = 0,33. (q_t - \sigma_{v0}) \quad (37)$$

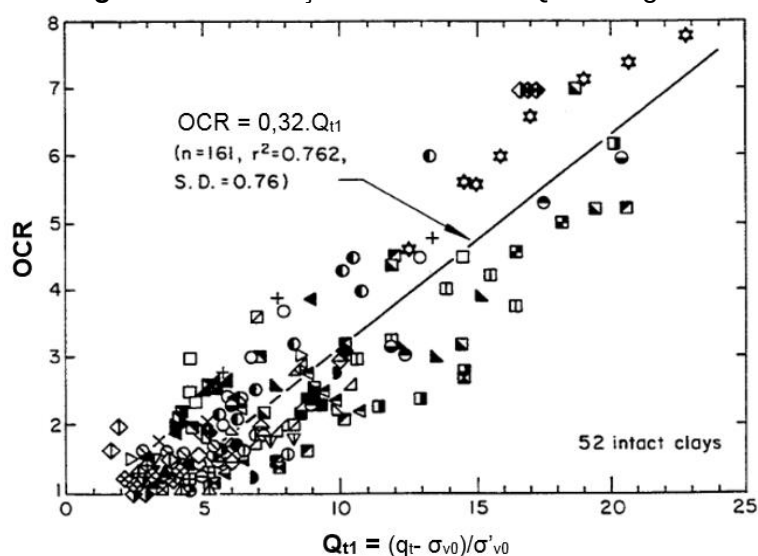
Figura 153 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - \sigma_{v0})$ de argilas



Fonte: Mayne (2008).

Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996) propuseram também, a partir de um número significativo de resultados de ensaios de laboratório e ensaios de CPTu, outra alternativa de avaliação da história de tensões de depósitos argilosos que foi uma relação entre o OCR e a resistência de ponta corrigida normalizada (Q_{t1}), conforme Equação 38 e Figura 154.

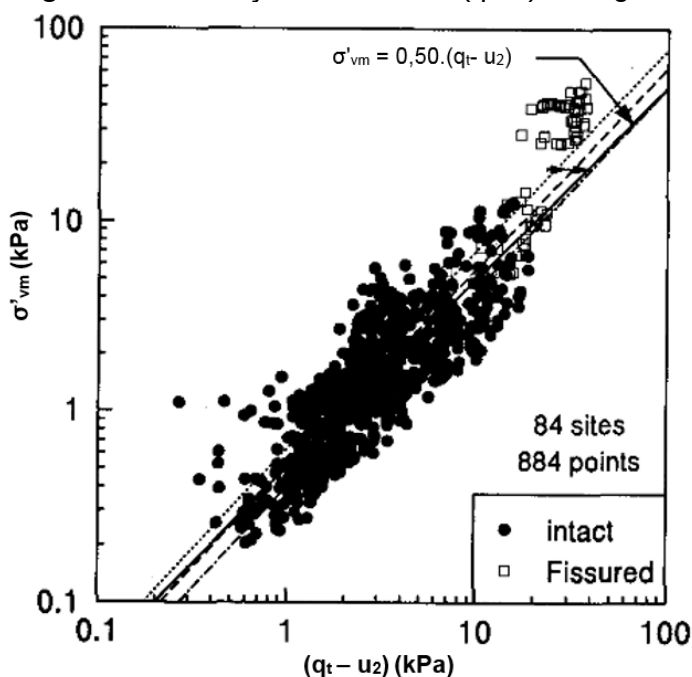
$$OCR = 0,32. Q_{t1} \quad (38)$$

Figura 154 - Relação entre OCR e Q_{t1} de argilas

Fonte: Kulhawy e Mayne (1990).

Chen e Mayne (1996) realizaram diversas correlações empíricas entre parâmetros para avaliação do histórico de tensões e medidas diretas do ensaio de piezocone (CPTu). Uma das que merecem destaque e que a experiência geotécnica brasileira tem utilizado é a relação entre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e o excesso de poropressão gerado durante a cravação da sonda ($q_t - u_2$), conforme Equação 39 e Figura 155.

$$\sigma'_{vm} = 0,50. (q_t - u_2) \quad (39)$$

Figura 155 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - u_2)$ de argilas

Fonte: Chen e Mayne (1996).

A comunidade geotécnica internacional tratou as propostas de Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996) com muito respeito e cautela, sugerindo a discussão dessas correlações para experiências locais, considerando que os coeficientes (K) das equações propostas podem mudar de acordo com o universo comportamental dos solos analisados. Schnaid e Odebrecht (2012) discutem o coeficiente da Equação 37 como K_1 e o da Equação 39 como K_2 .

No Brasil diversos autores propuseram valores de K_1 e K_2 conforme Figura 156 e Tabela 56, respectivamente.

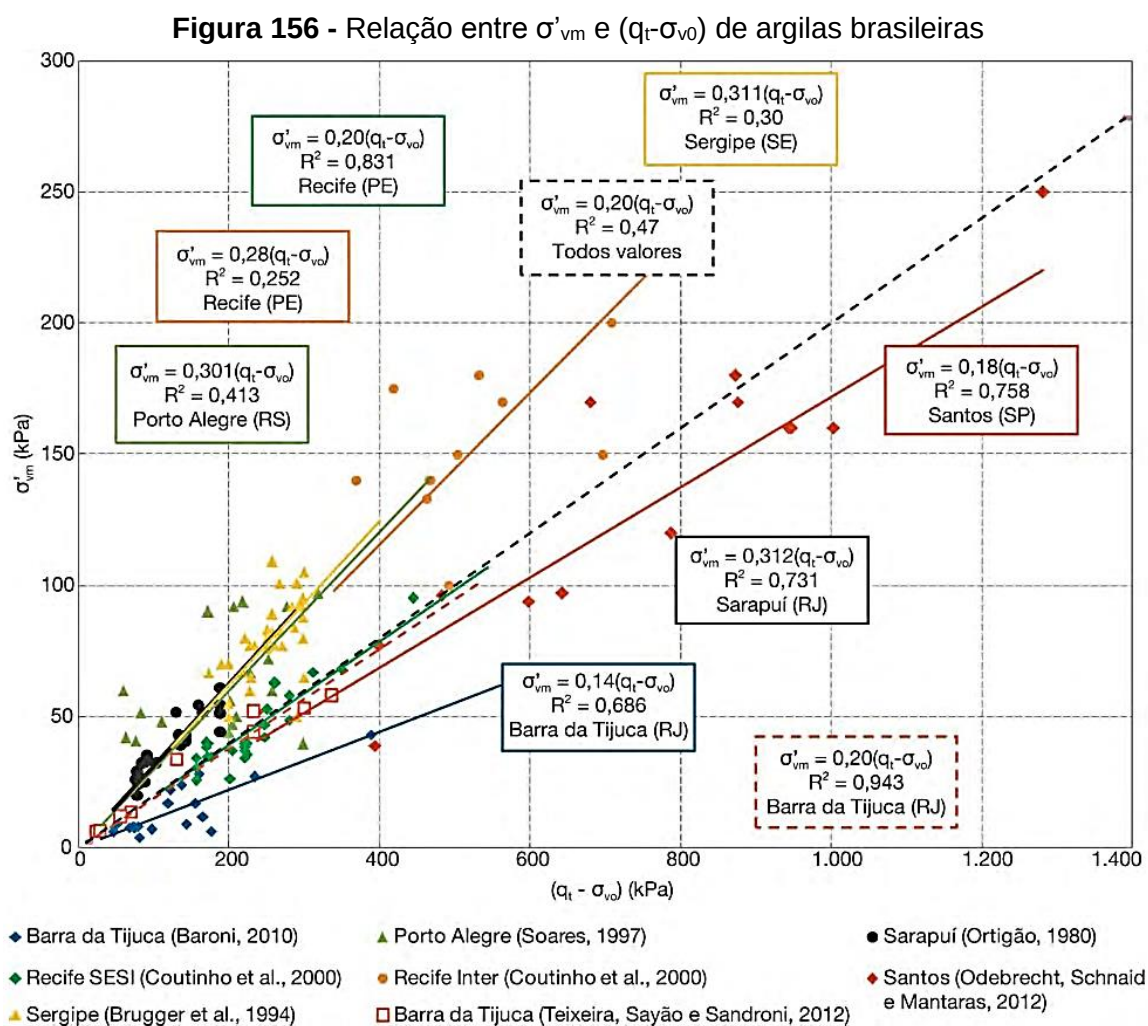


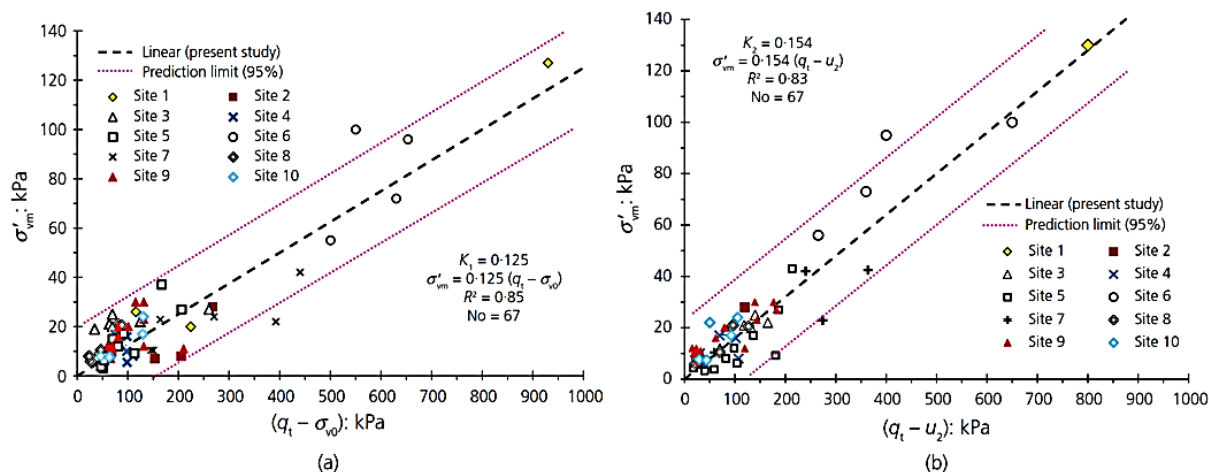
Tabela 56 - Valores médios de K_2 das argilas brasileiras

Autor	K_2 médio	Observação
Baroni (2010)	0,265	Argilas orgânicas muito moles da Barra da Tijuca - RJ
Jannuzzi (2009)	0,265	Argilas orgânicas muito moles de Sarapuá - RJ
Soares (1997)	0,530	Argilas moles de Porto Alegre - RS

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Baroni e Almeida (2017) apresentaram, a partir de universo de resultados das argilas muito moles da Baixada de Jacarépaguá (RJ), valores médios de K_1 e K_2 da ordem de 0,125 e 0,154, respectivamente, conforme Figura 157 (a) e (b).

Figura 157 - Estimativas de σ'_{vm} das argilas da Baix. de Jacarépaguá (RJ): (a) K_1 ; (b) K_2



Fonte: Baroni e Almeida (2017).

A partir de experiência em investigações geotécnicas de ensaios de CPTu em Recife e Suape, como Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000); Coutinho (2007) e; Coutinho e Bello (2014), aliados aos novos pontos atualizados no atual Banco de Dados, foram realizadas as correlações entre parâmetros de ensaios edométricos para interpretação da história de tensões (σ'_{vm} e OCR) e as medidas e parâmetros dos ensaios de CPTu.

Para essas análises foram consideradas seis áreas de investigações com CPTu, quatro na Planície do Recife e duas em Suape. Na Planície do Recife as áreas foram: Clube Internacional (ID 34), Sesi-Ibura (ID 48), Chão de Estrelas (ID 58) e HMR (ID 63). A áreas de Suape foram: AE-2 (ID 57) e Acesso ZIP (ID 61).

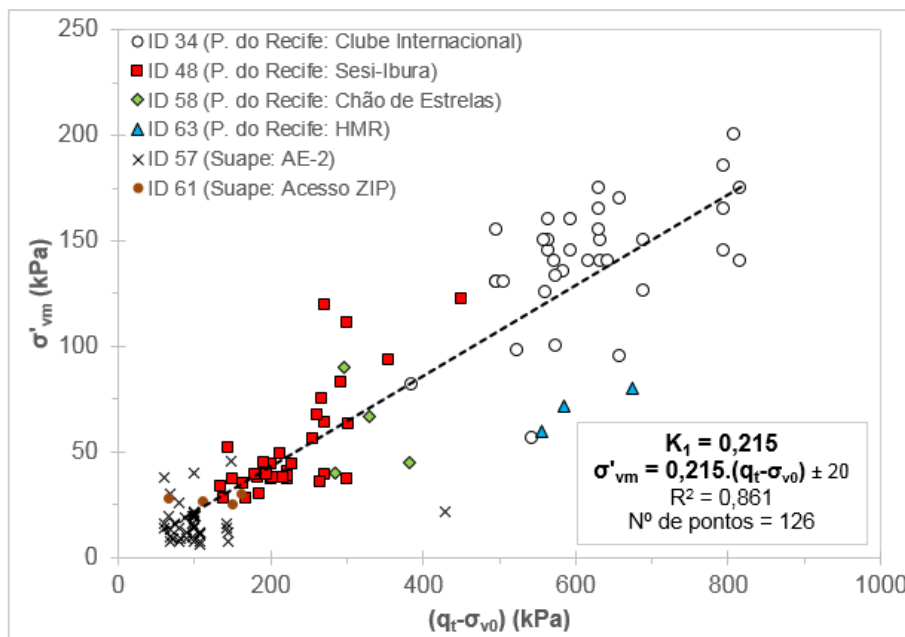
A correlação entre a tensão de pré-adensamento e a resistência de ponta corrigida, para as argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife) apresentou valor de K_1 na ordem de 0,215, conforme Equação 40 e Figura 158.

$$\sigma'_{vm} = 0,215 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (40)$$

A correlação entre a tensão de pré-adensamento e o excesso de poropressão gerado durante a cravação da piezocone, para as argilas moles da RMRecife apresentou valor de K_2 na ordem de 0,310, conforme Equação 41 e Figura 159.

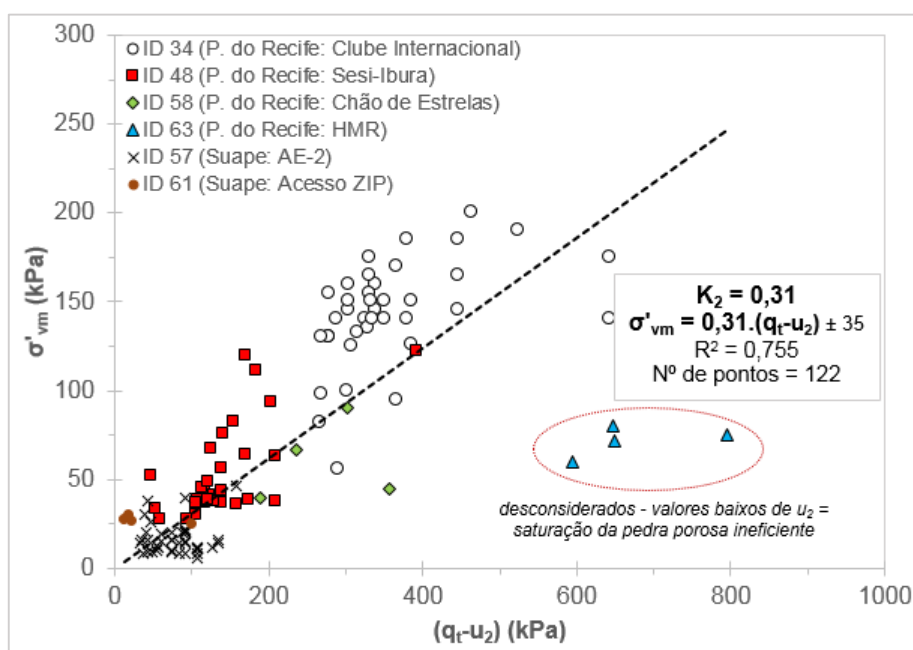
$$\sigma'_{vm} = 0,31. (q_t - u_2) \quad (41)$$

Figura 158 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - \sigma_{v0})$ das argilas moles da RMRecife



Fonte: Modificado de Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000).

Figura 159 - Relação entre σ'_{vm} e $(q_t - u_2)$ das argilas moles da RMRecife

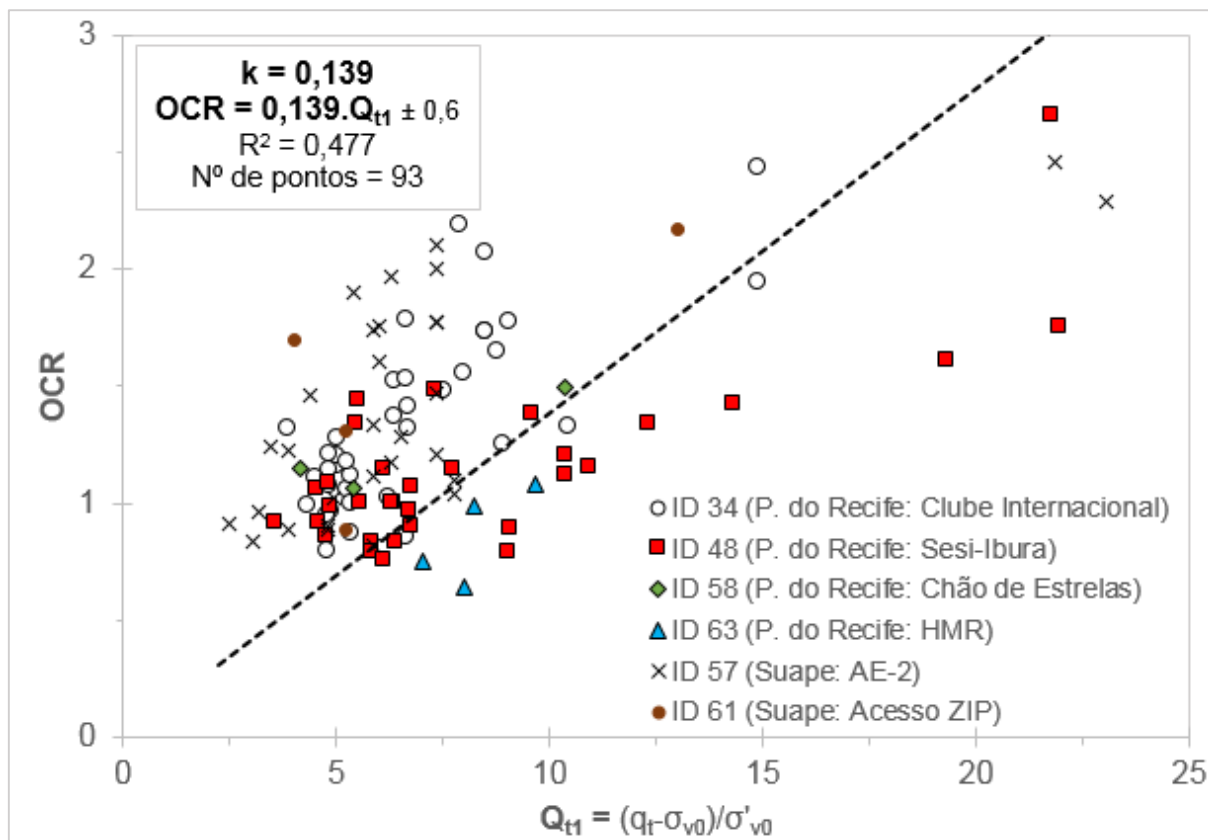


Fonte: O autor.

A correlação entre a resistência de ponta normalizada e o OCR das argilas moles da Região Metropolitana do Recife apresentaram coeficiente “k” na ordem de 0,139, conforme Equação 42 e Figura 160.

$$OCR = 0,138. Q_{t1} \quad (42)$$

Figura 160 - Relação entre Q_{t1} e OCR das argilas moles da RMRecife

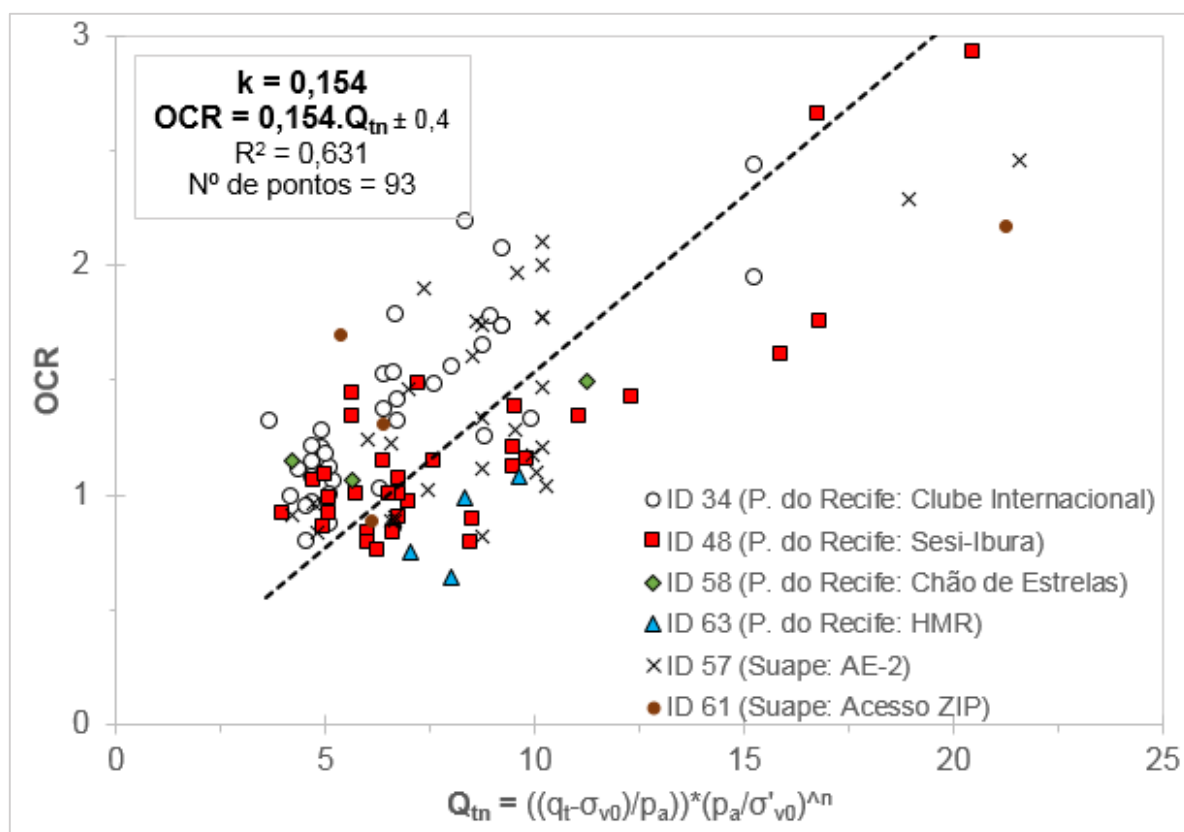


Fonte: Modificado de Coutinho (2007).

A correlação entre a resistência de ponta normalizada proposta por Robertson (2009), “ Q_{tn} ”, e o OCR das argilas moles da Região Metropolitana do Recife apresentaram coeficiente “k” na ordem de 0,154, conforme Equação 43 e Figura 161.

$$OCR = 0,154. Q_{tn} \quad (43)$$

Figura 161 - Relação entre Q_{tn} e OCR das argilas moles da RMRecife



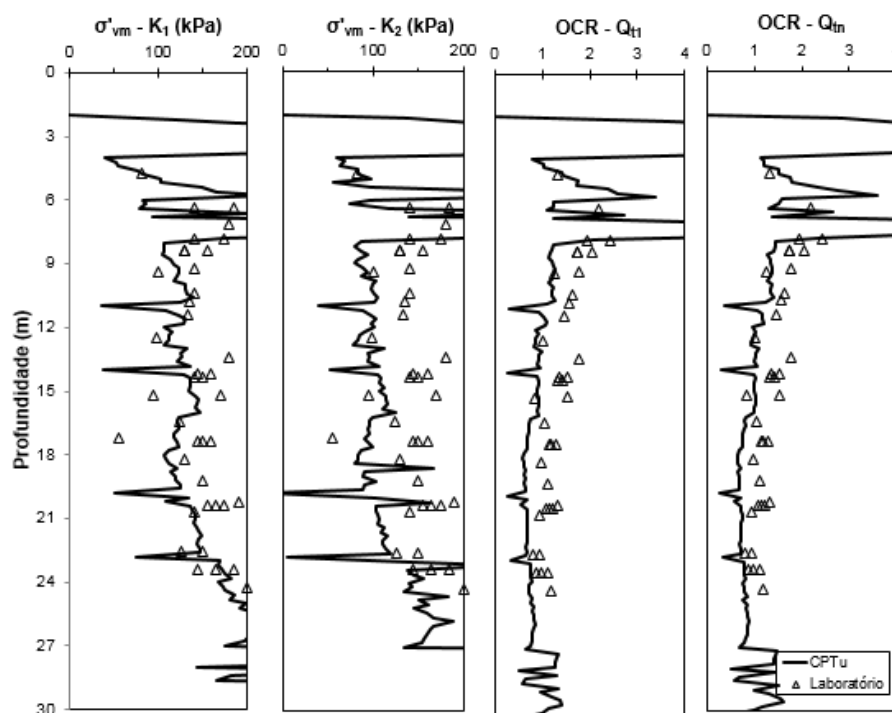
Fonte: O autor.

Em geral, observou-se que a correlação de OCR com Q_{tn} experimentou menor dispersão do que a correlação com Q_{t1} .

As estimativas de σ'_{vm} foram testadas pela metodologia que se utiliza o K_1 e pela que utiliza o K_2 . As estimativas de OCR foram testadas pela metodologia que relaciona o Q_{t1} e pela que relaciona o Q_{tn} . Esses testes foram realizados em uma área da Planície do Recife (Clube Internacional), conforme Figura 162, e em uma área de Suape (AE-2), conforme Figura 163, comparando as estimativas do CPTu com os resultados de ensaios de laboratório.

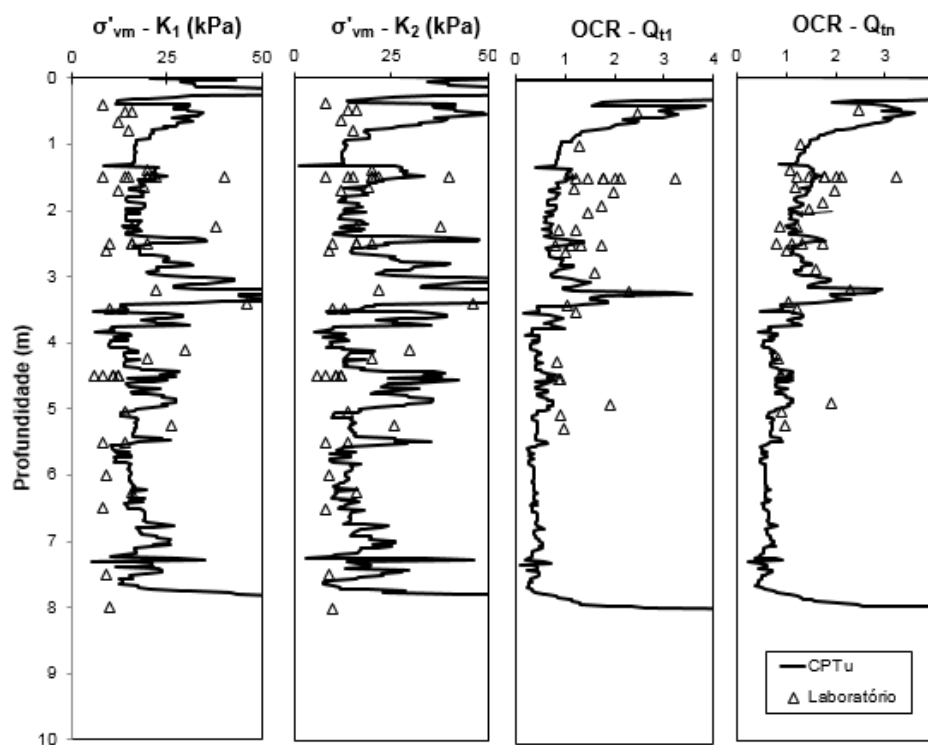
Através dos testes das metodologias em depósito de argila mole representativo da Planície do Recife e de Suape, verificou-se que a metodologia de σ'_{vm} que apresentou, em geral, melhor coerência com os resultados de laboratório foi a que utiliza o coeficiente K_1 ($q_t - \sigma_{v0}$). A metodologia de OCR que apresentou resultados, em geral, mais próximos dos obtidos em laboratório foi a que utiliza o Q_{tn} . Apenas essas metodologias foram adotadas para as estimativas de todos os resultados de CPTu do atual BD.

Figura 162 - Teste das estimativas da história de tensões de um depósito de argila mole da Planície do Recife: Clube Internacional (ID 34)



Fonte: O autor.

Figura 163 - Teste das estimativas da história de tensões de um depósito de argila mole de Suape: AE-2 (ID 57)



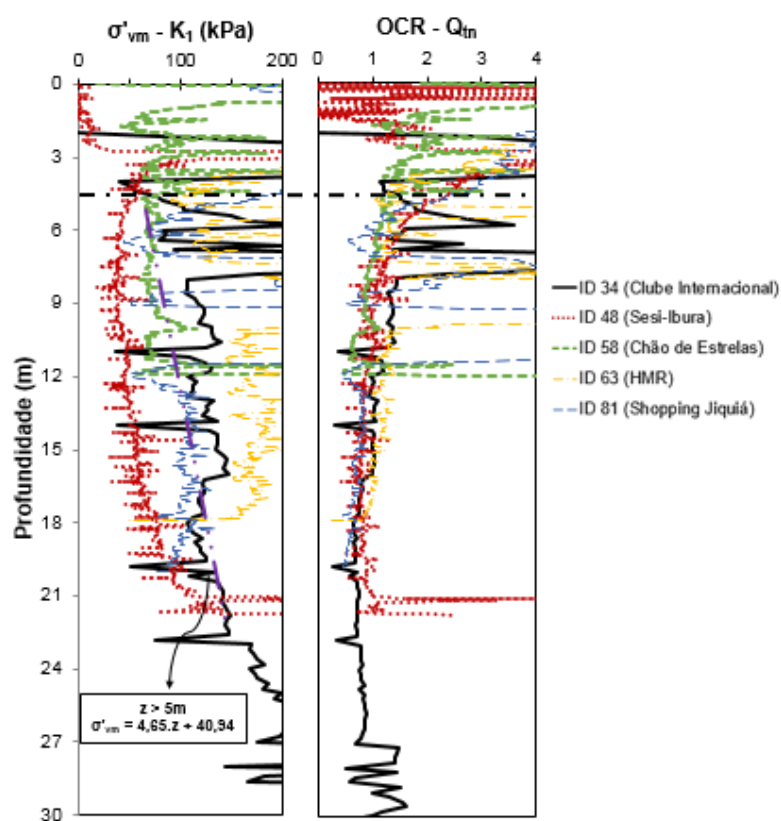
Fonte: O autor.

Na Planície do Recife as estimativas do histórico de tensões foram realizadas em cinco áreas de investigação com CPTu: Clube Internacional (ID 34), Sesi-Ibura (ID

48), Chão de Estrelas (ID 58), HMR (ID 63) e Shopping Jiquiá (ID 81). Todos os resultados desse universo apresentaram forte dispersão em profundidades inferiores a 5 metros, devido a ocorrência de aterros, camadas ou lentes arenosas, os quais não são objeto da atual discussão.

O perfil de σ'_{vm} da Planície do Recife, acima de 5 metros de profundidade, apresentou tendência média de crescimento ($4,65z+40,94$), conforme Figura 164. Para a mesma faixa de profundidade, o perfil de OCR apresentaram valores de variando de 1 a 3, com forte tendência à unidade em profundidades superiores a 12 metros, semelhante ao verificado no perfil de OCR de laboratório da Planície do Recife.

Figura 164 - Estimativas da história de tensões dos depósitos de argilas moles da Planície do Recife

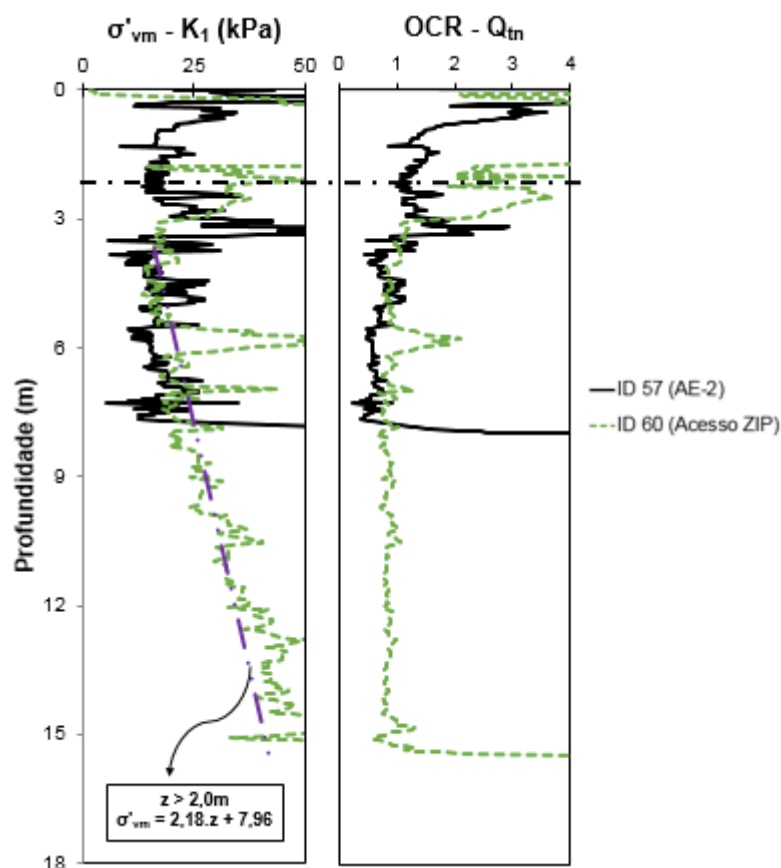


Fonte: O autor.

Em Suape as estimativas do histórico de tensões foram realizadas em duas áreas de investigação com CPTu: AE-2 (ID 57) e Acesso ZIP (ID 61), conforme Figura 165. Os resultados das estimativas ao longo do perfil desses depósitos, apresentaram forte dispersão em profundidades inferiores a 2,0 metros, relacionados à ocorrência de camadas arenosas que não serão aqui discutidas.

Acima de 2,0 metros, observou-se que os valores de σ'_{vm} estimados pelo CPTu apresentaram tendência média de crescimento ao longo da profundidade ($2,18z + 7,96$), variando, em geral, de 25 kPa a 50 kPa. Entre 2 e 4 metros de profundidade, foram observados valores de OCR estimado variando de 1 a 3, sendo que acima dessa faixa de profundidade, observou-se forte tendência à unidade, indicando condição de normalmente adensada desses estratos.

Figura 165 - Estimativas da história de tensões dos depósitos de argilas moles de Suape



Fonte: O autor.

8.6 CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO

Utilizando-se do critério de Coutinho (2007), foi verificado que cerca de 19% dos corpos de prova (CPs) de ensaios edométricos da Planície do Recife são classificados como de qualidade “excelente a muito boa”; 45% como de “boa a regular”; 26% como “pobre”, e; 10% como “muito pobre”. Em Suape, 10% dos corpos de prova foram classificados como de qualidade “excelente a muito boa”; 17% como

“boa a regular”; 17% como “pobre”, e; 8% como “muito pobre”. A Várzea de Goiana apresentou 1 CP com qualidade classificada como “excelente a muito boa”; 3 como “boa a regular”; 3 como “pobre”, e; 1 como “muito pobre”.

Quanto aos resultados de índice de compressão (C_c), a Planície do Recife apresentou alta magnitude de variação (0,5 – 6) na camada C2, diminuindo ao longo das demais camadas, com cerca de 65% dos resultados ocorrendo em valores inferiores a 1, e; 22% entre 1,0 e 2,0. Em Suape, 50% dos valores de C_c apresentaram-se entre 1,0 e 2,0, e; 30% entre 2,0 e 4,0. Na Várzea de Goiana, os resultados C_c ocorreram em torno da média de 1,62.

Os valores de índice de expansão (C_s) da Planície do Recife apresentaram tendência geral de decrescimento ao longo da profundidade, variando de 0,8 a 0,1, com cerca de 38% dos valores ocorrendo inferiores a 0,1; 37% entre 0,1 e 0,2, e; 15% entre 0,2 e 0,3. Em Suape, os valores de C_s apresentaram grande variação nas camadas C1 e C2, com cerca de 35% dos resultados ocorrendo entre a faixa de valores de 0,2 a 0,3; 26% entre 0,1 e 0,2, e; 21% entre 0,3 e 0,4. Os valores de C_s da Várzea de Goiana mantiveram-se, em geral, em torno da média de 0,21.

Quanto à relação C_s/C_c , os valores da Planície do Recife, ao longo da profundidade, apresentaram-se em torno da média de 0,19; 0,17 em Suape, e; 0,13 na Várzea de Goiana.

Os valores de CR da Planície do Recife ao longo da profundidade, apresentaram forte dispersão na camada C2, com média de 30% na camada C3, 26% na camada C4 e 22% na camada C5; destaca-se ainda que cerca de 38% dos resultados de CR desse universo apresentaram-se entre a faixa de valor de 15 a 30%, e; 33% entre 30 e 45%. Em Suape, os valores de CR apresentaram forte dispersão nas camadas C1 e C2; ocorreram em torno da média de 38% na camada C3, com cerca de 43% dos resultados ocorrendo entre 15 e 30%; 34% entre 30 e 45%, e; 16% entre 45 e 60%. Na Várzea de Goiana, a média de CR foi de 50% na camada C1 e 47% na camada C2.

As correlações que o índice de compressão ($W_n \times C_c$; $e_0 \times C_c$; $W_L \times C_c$; $IP \times C_c$) e a razão de compressão ($W_n \times CR$) apresentaram-se razoáveis para possíveis aplicações na complementação de futuros projetos geotécnicos da região. Nas correlações com a umidade natural foram observadas correlações diferenciadas para as argilas e solos

org./turfas, definidas pelo limite de 200%; também observado na correlação com o índice de vazios, com limite de 4,0.

Na Planície do Recife, os resultados da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) apresentaram tendência geral de crescimento ao longo da profundidade, com 37% dos resultados ocorrendo entre 80 e 160 kPa; 22% entre 40 e 80 kPa; 18% entre 160 e 320 kPa, e; 14% entre 20 e 40 kPa. Em Suape, a dispersão dos resultados foi grande nas camadas C1 e C2, variando de 8 a 50 kPa; a camada C3 apresentou média de 24 kPa, com que cerca de 68% dos resultados ocorrendo em magnitudes inferiores a 20 kPa, e 27% entre 20 e 40 kPa. A Várzea de Goiana apresentou valores de σ'_{vm} variando em torno da média de 90 kPa.

Os valores de OCR ao longo da profundidade da Planície do Recife apresentaram tendência geral de decrescimento, com forte tendência à unidade a partir da camada C4. Cerca de 75% dos resultados da Planície do Recife ocorreram entre 1,0 e 4,0, classificando a condição de pré-adensamento dessas argilas como “levemente pré-adensada”. Em Suape, os valores de OCR apresentaram tendências à condição normalmente adensada em profundidades menores do que na Planície do Recife, a partir da camada C2, com 23% dos resultados inferiores a 1,0 e 71% entre 1,0 e 4,0 (levemente pré-adensada). Na Várzea de Goiana, os valores de OCR apresentaram tendência à unidade na camada C2, semelhante ao observado na Planície do Recife.

As estimativas de OCR através dos resultados de S_u ensaios de palheta de campo apresentaram, em geral, coerência com os resultados obtidos por ensaios edométricos.

As estimativas de σ'_{vm} e OCR através de resultados de medidas dos ensaios de piezocone (CPTu) apresentaram razoável aproximação com os resultados de laboratório (edométricos), principalmente às que se basearam nas correlações entre a resistência de ponta em termos de tensões totais ($q_t - \sigma_{v0}$). A correlação entre OCR e o Q_{tn} apresentou menor dispersão de resultados em relação à metodologia tradicional, que utiliza o Q_{t1} .

9 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA

Nesse capítulo são discutidos os resultados de resistência ao cisalhamento não drenada ($S_{u\ VST}$) obtidos pelos ensaios de palheta de campo (*Vane test*) na Planície do Recife, Suape e na Várzea de Goiana. Essa discussão envolveu análise dos valores de S_u ao longo da profundidade, distribuição de frequência dos valores, bem como correlações para possíveis estimativas da resistência não drenada no universo dos solos estudados. Também são apresentadas correlações entre as medidas do ensaio de piezocone (CPTu) e os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de palheta de campo, as quais subsidiaram as estimativas de S_u pelos ensaios de CPTu através dos fatores do cone.

9.1 PERFIS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

A discussão da resistência não drenada ($S_{u\ VST}$) baseou-se na sua correlação com a consistência dos solos argilosos, conforme Terzaghi, Peck e Mesri (1996), apresentada na Tabela 57.

Tabela 57 - Classificação da consistência por S_u

Faixa de S_u (kPa)	Consistência
< 25	Muito mole
25 – 50	Mole
50 – 100	Média
100 – 200	Rija
200 – 400	Muito rija
> 400	Dura

Fonte: Terzaghi, Peck e Mesri (1996).

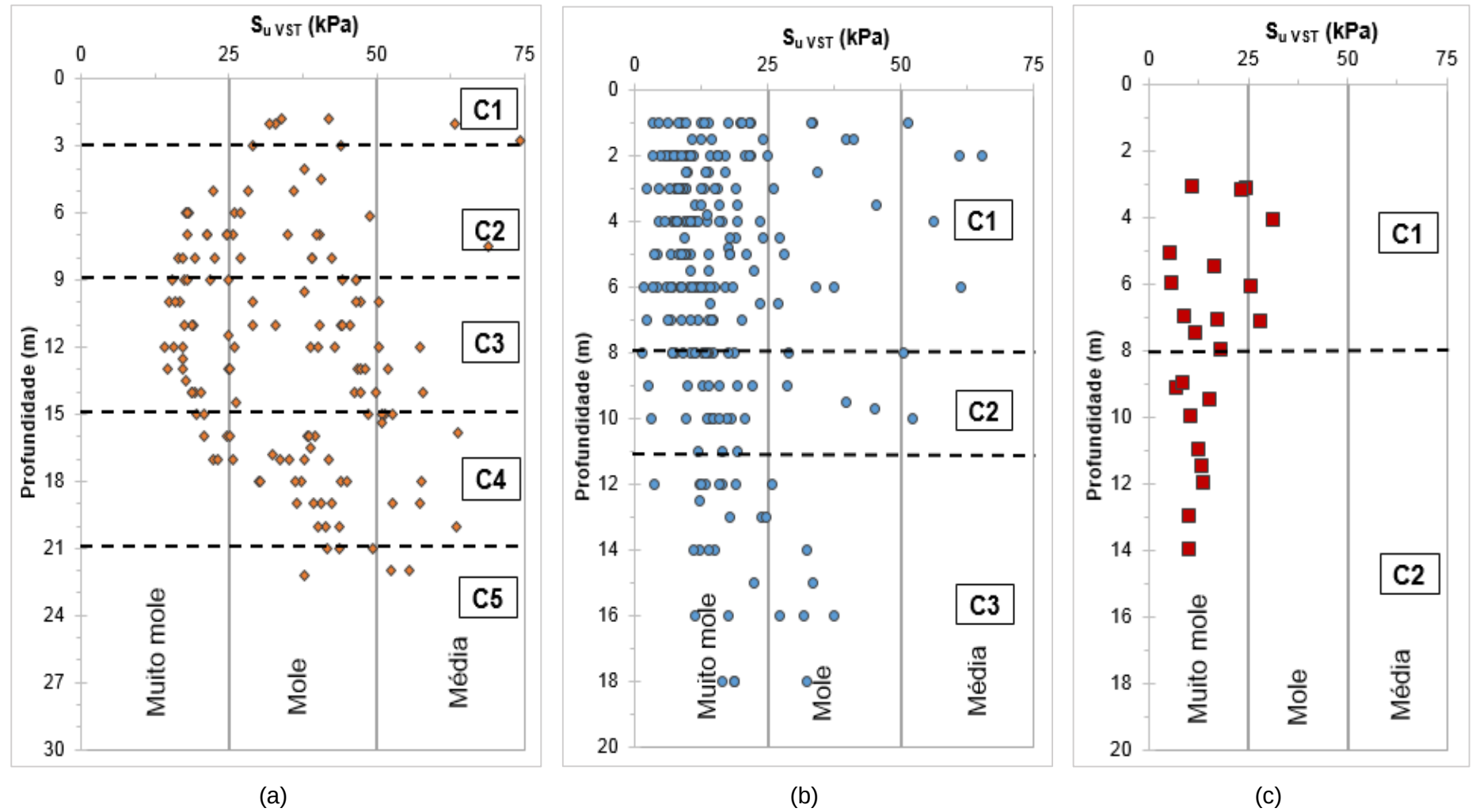
Analisando os resultados de $S_{u\ VST}$ da Planície do Recife ao longo da profundidade (FIGURA 166a), foi observado na camada C1 valores entre 33 kPa e 42 kPa; 18 kPa e 48 kPa na camada C2; 15 kPa e 55 kPa na camada C3; 20 kPa e 56 kPa na camada C4, e; 35 kPa e 55 na camada C5. Argilas moles ocorreram ao longo de todo o perfil da Planície do Recife. Argilas médias ocorreram de forma pontual, principalmente em profundidades a partir da camada C3.

Conforme distribuição de frequência da Figura 167a, na Planície do Recife, 31% dos resultados de S_u medidos pelo ensaio de palheta de campo classificam a consistência das argilas como muito mole; 55% como mole, e; 14% como médias.

Em Suape, o perfil de S_{uVST} (FIGURA 166b) apresentou forte ocorrência de argilas de consistência muito mole ao longo de todas as profundidades, principalmente na camada C1. As argilas moles e médias ocorreram de forma pontual. A ocorrência de argila média nas camadas C1 e C2 pode ser facilmente relacionada a camadas intermediárias (argila-areia) ou turfas fibrosas. Observou-se, através de distribuição de frequência, que 86% dos resultados classificam a consistência das argilas como muito mole; 11% como moles, e; 3% como média, conforme Figura 167b.

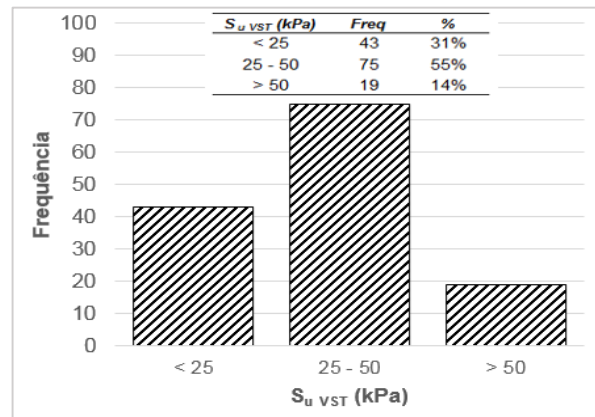
No perfil de S_{uVST} da Várzea de Goiana, observou-se que os valores variaram de 5,6 kPa a 31,5 kPa na camada C1; e de 7,5 kPa a 9,5 kPa na camada C2 (FIGURA 166c). Observou-se que 86% dos resultados classificam a consistência das argilas como muito mole e 14% como mole, vide Figura 167c.

Figura 166 - Perfis de S_{uVST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

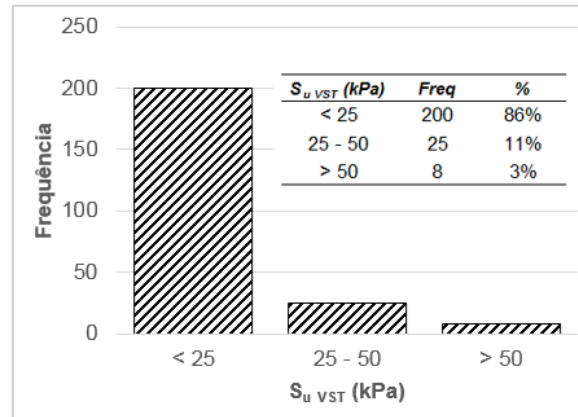


Fonte: O autor.

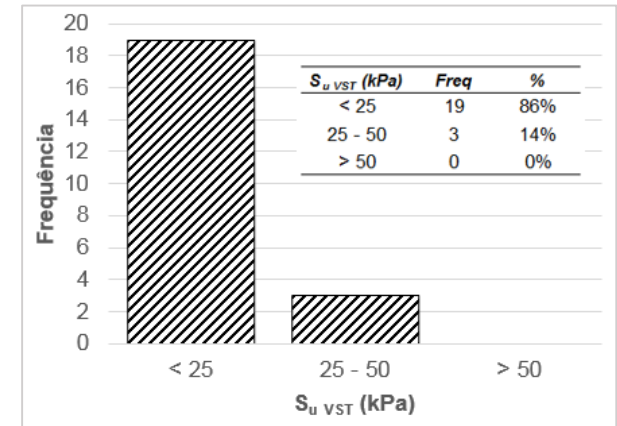
Figura 167 - Distribuição de frequência do S_{uVST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



(a)



(b)



(c)

Fonte: O autor.

9.2 SENSIBILIDADE

A análise da sensibilidade utilizou resultados da razão entre o S_u dos solos na condição indeformada e amolgada dos ensaios de palheta de campo ($S_t = S_u/S_{ur}$). A discussão da sensibilidade baseou-se na classificação da magnitude conforme Tabela 58.

Tabela 58 - Classificação da sensibilidade das argilas

Classe	S_t	Classificação
I	< 1	Insensível
II	1 - 2	Baixa
III	2 - 4	Média
IV	4 - 8	Levemente alta
V	8 - 16	Alta
VI	> 16	Muito alta (<i>quick-clays</i>)

Fonte: Skempton e Northey (1952).

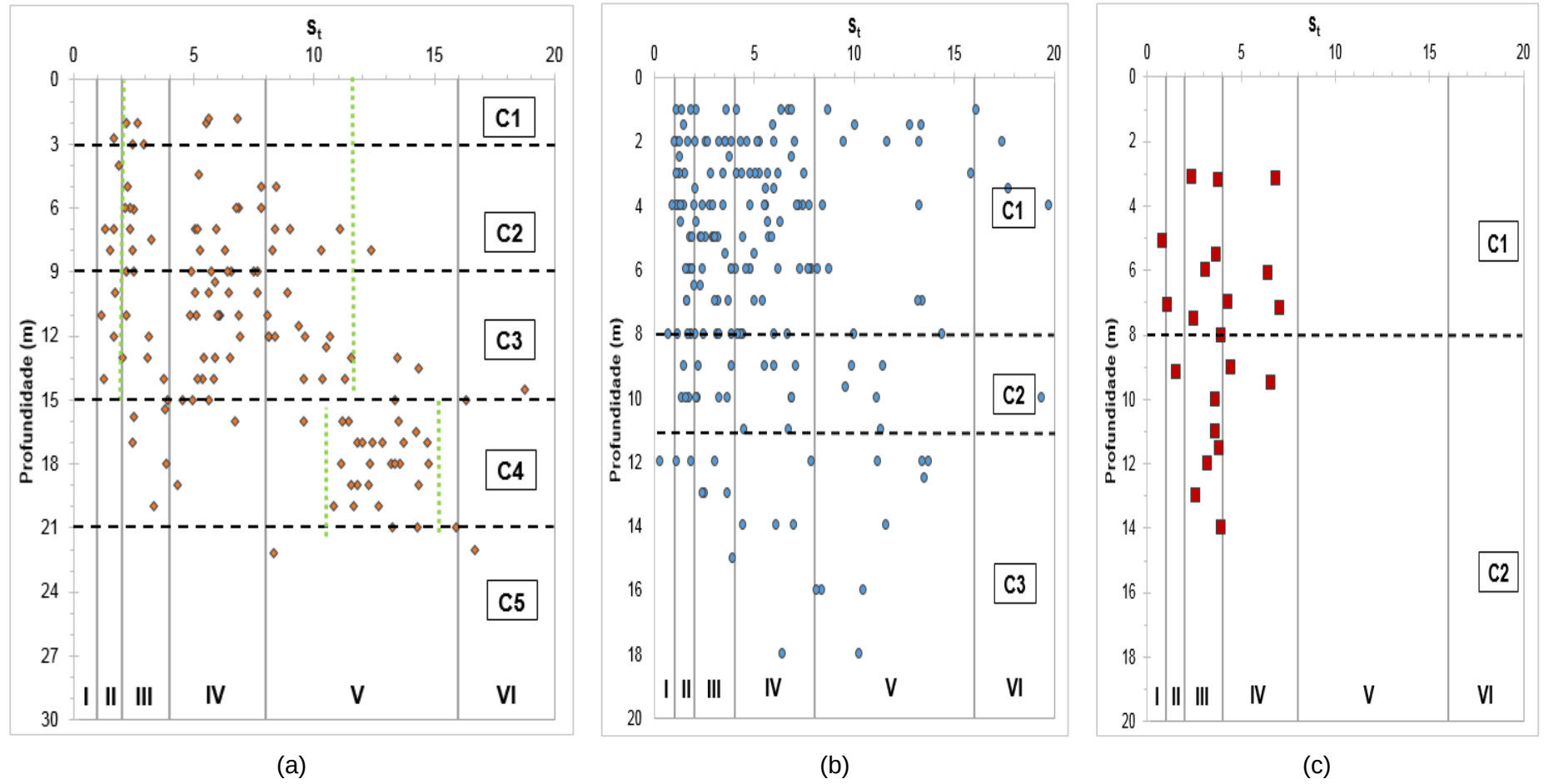
O perfil dos resultados de S_t ao longo da profundidade da Planície do Recife (FIGURA 168a) apresentou valores variando, em geral, de 1,6 a 6,7 na camada C1; de 1,7 a 12,3 na camada C2; de 1,25 a 14,3 na camada C3; de 6 a 14,7 na camada C4, e; poucos resultados na camada C5, indicando alta sensibilidade, enquadrando-se entre as classes II (baixa sensibilidade) e V (alta sensibilidade), com tendência média geral de crescimento.

Destaca-se que cerca de 39% dos resultados de sensibilidade dos depósitos de argilas moles da Planície do Recife foram classificados como de alta sensibilidade; 32% como de sensibilidade levemente alta, e; 18% como de sensibilidade média, conforme Figura 169a.

O perfil de S_{IVST} de Suape (FIGURA 168b) apresentou grande dispersão nas camadas C1 e C2, com valores entre 0,5 e 18, enquadrando-se entre as classes I (insensível) e VI (*quick-clays*), porém forte ocorrência entre as classes II (baixa sensibilidade) a IV (sensibilidade levemente alta). A camada C3 apresentou resultados indicativos de alta sensibilidade.

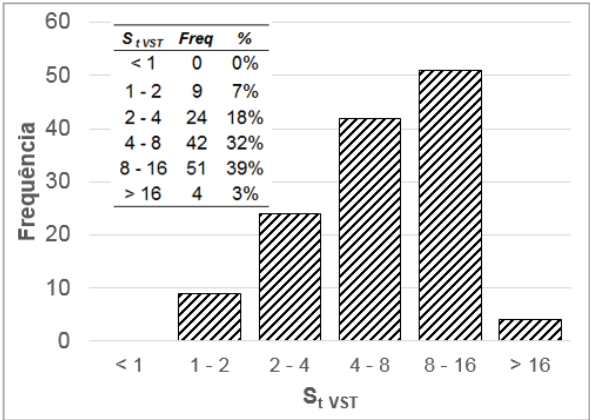
Foi observado, através da distribuição de frequência dos valores de sensibilidade dos depósitos de argila mole de Suape (FIGURA 169b), que cerca de 32% dos resultados classificam a argila como de sensibilidade levemente alta; 27% como de sensibilidade mediana; 18% como de baixa sensibilidade; 6% como *quick-clays*, e; 1% como insensível.

Figura 168 - Perfis de S_t -VST: (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana

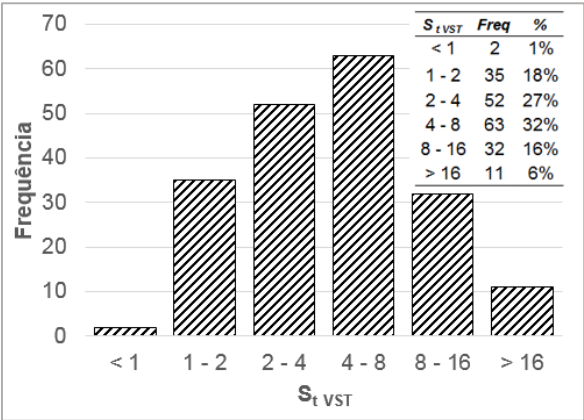


Fonte: O autor.

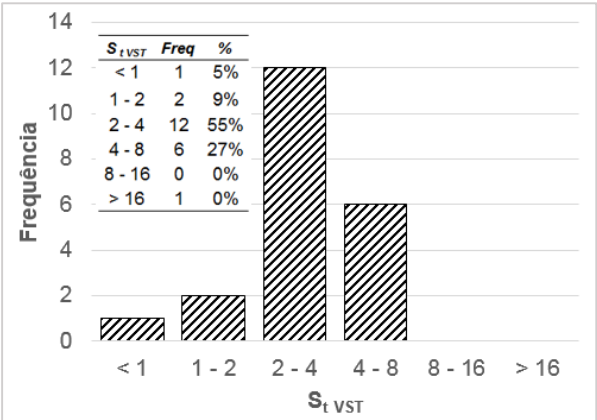
Figura 169 - Distribuição de frequência do S_{t-VST} : (a) Planície do Recife; (b) Suape; (c) Várzea de Goiana



(a)



(b)



(c)

Fonte: O autor.

O perfil de S_{IVST} da Várzea de Goiana apresentou, em geral, valores entre 0,9 e 7 nas camadas C1 e C2, enquadrando-se entre as classes I (insensível) à IV (sensibilidade levemente alta), com forte ocorrência na classe III (sensibilidade mediana), conforme Figura 168c.

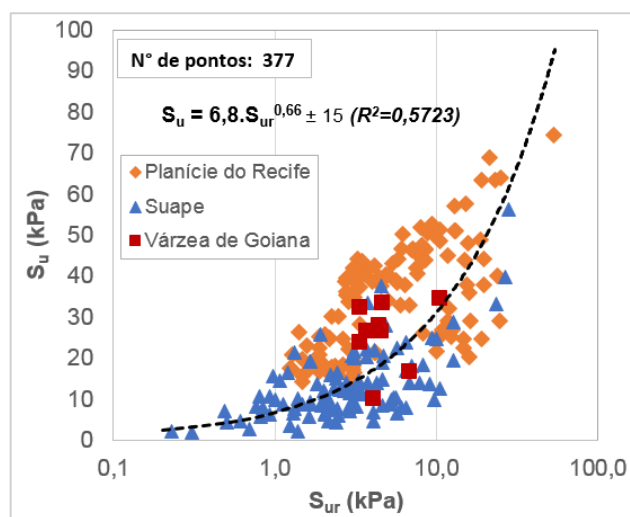
A distribuição de frequência dos resultados de sensibilidade dos depósitos de argila mole da Várzea de Goiana (FIGURA 169c) evidenciou que a maior ocorrência dos resultados, 55%, são classificados como de sensibilidade mediana; seguido de 27% como de sensibilidade levemente alta; 9% como de baixa, e; 5% como insensível.

9.3 CORRELAÇÕES COM A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Foi realizada a relação empírica entre os resultados de resistência não drenada na condição indeformada (S_u) e na condição amolgada (S_{ur}) de todos os universos (FIGURA 170), obtidos por ensaios de palheta de campo, a qual apresentou, apesar de dispersão ($R^2=0,57$), tendência conforme a Equação 44.

$$S_u = 6,7 \cdot S_{ur}^{0,66} \quad (44)$$

Figura 170 - Relação entre S_u e S_{ur} da RMRecife



Fonte: O autor.

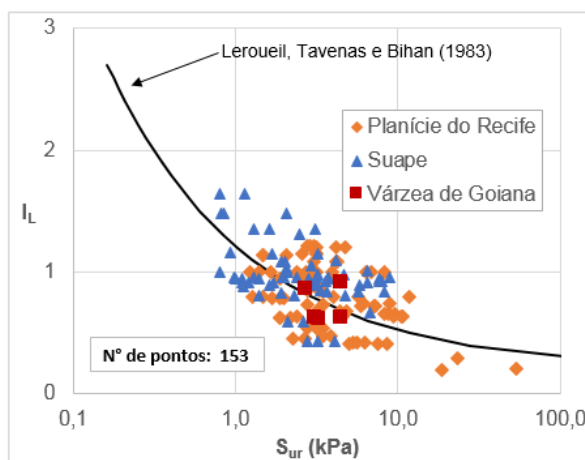
Realizou-se também a relação entre a resistência não drenada na condição amolgada com o índice de liquidez, conforme proposta de Leroueil, Tavenas e Bihan (1983), observando que os resultados do BD RMRecife apresentaram coerência com a proposta desses autores, ou seja, aumento de S_{ur} com a redução do índice de liquidez, conforme Figura 171.

Os valores de S_u obtidos pelo ensaio de palheta foram corrigidos conforme proposta de Bjerrum (1973), a qual busca aplicação de um fator (μ) nos valores de S_u na condição indeformada (EQUAÇÃO 46), que depende da magnitude do índice de plasticidade, conforme Equação 45

$$\mu = 4 \cdot 10^{-5} \cdot (IP^2) - 0,0096 \cdot IP + 1,1672 \quad (45)$$

$$S_{u(corr)} = \mu \cdot S_{uVST} \quad (46)$$

Figura 171 - Relação entre I_L e S_{ur} da RMRecife



Fonte: Adaptado de Leroueil, Tavenas e Bihan (1983).

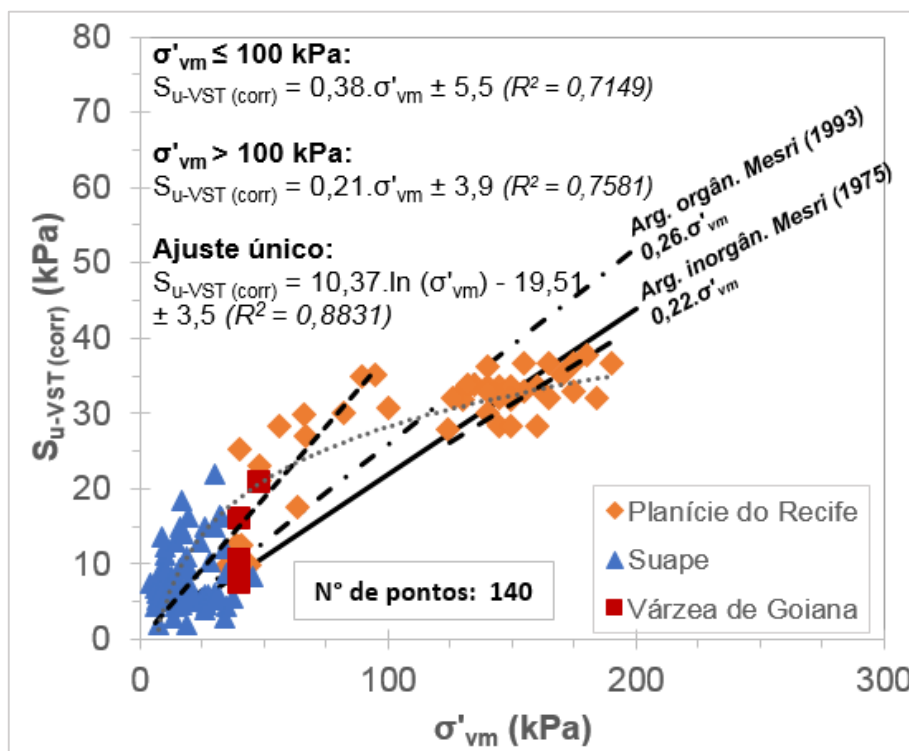
Mesri (1975) através dos resultados de Bjerrum (1973) encontrou que a relação $S_{u(corr)}/\sigma'_{vm}$ era igual a 0,22 para o seu universo de argilas inorgânicas. Mesri (1993), analisando resultados de argilas orgânicas, discutiu que o valor dessa relação para esses solos era de 0,26.

Os resultados de σ'_{vm} de todos os universos do atual BD, obtidos pelos ensaios edométricos, foram correlacionados com os valores de S_u corrigidos pela proposta de Bjerrum (1973), $S_{u(corr)}$, conforme proposta de Mesri (1975, 1993) (FIGURA 172).

Observou-se, através da Figura 172, que os resultados do atual BD apresentou tendências distintas, estabelecendo limite diferenciador da tensão de pré-adensamento na ordem de 100 kPa. Abaixo desse valor, a tendência resultou na relação $S_{u(corr)}/\sigma'_{vm}$ igual a 0,38, apresentando-se acima da proposta de Mesri (1993) para argilas orgânicas. Acima de 100 kPa, a tendência foi bastante semelhante ao observado por Mesri (1975) para argilas inorgânicas.

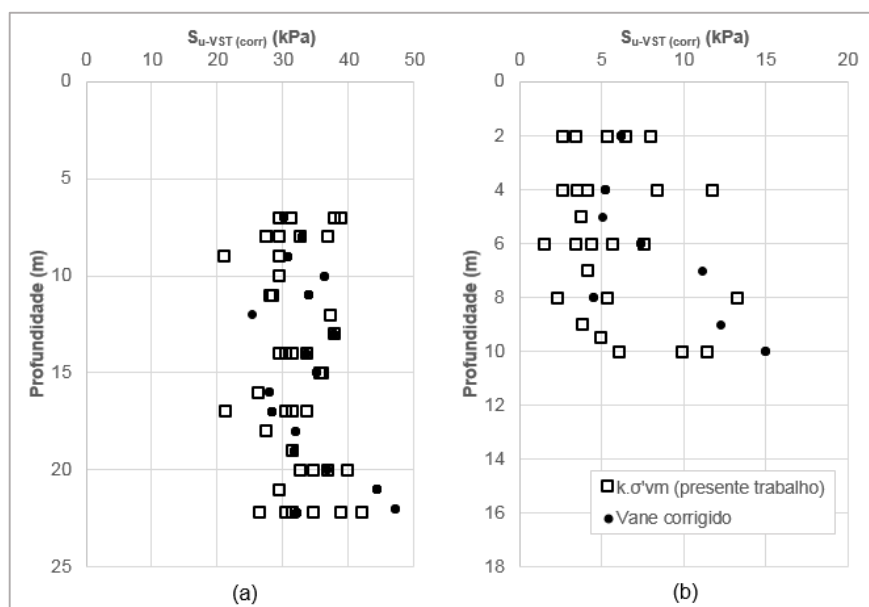
Realizou-se teste da atual proposta de estimativa de $S_{u-VST(corr)}$ através dos resultados da tensão de pré-adensamento obtidos em laboratório em dois depósitos representativos do atual BD: ID 34 (Planície do Recife: Clube Internacional) e 56 (Suape: AE-1), conforme Figura 173.

Figura 172 - Relação entre σ'_{vm} e $S_{u-VST(corr)}$ da RMRecife



Fonte: Adaptado de Mesri (1975, 1993).

Figura 173 - Teste das estimativas de $S_{u-VST(corr)}$ em um depósito: (a) da Planície do Recife; (b) de Suape



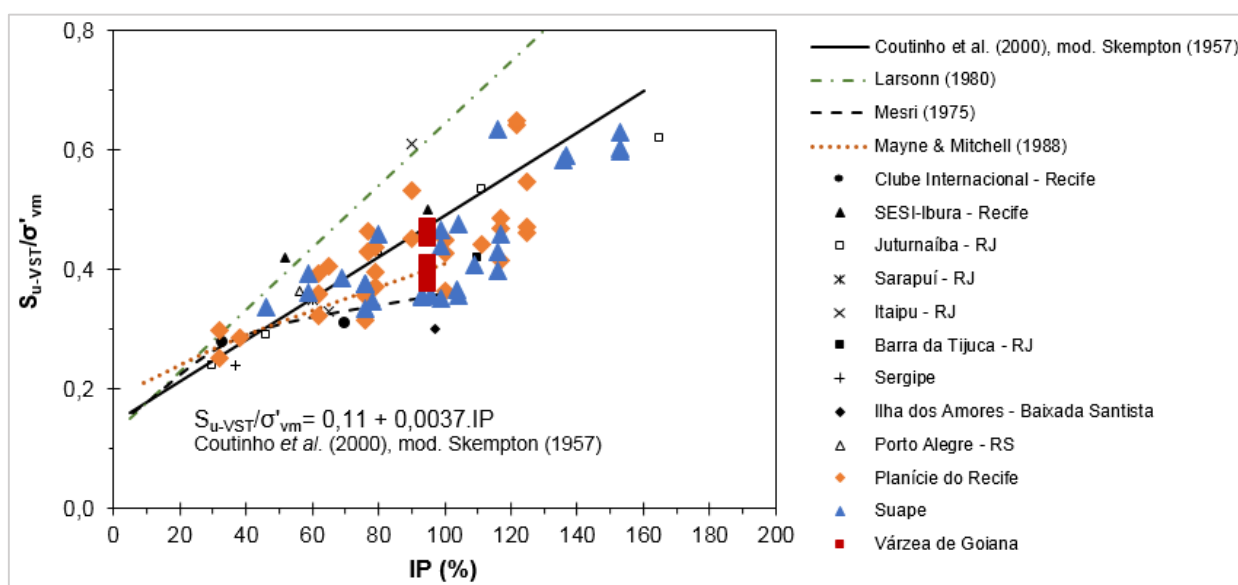
Fonte: O autor.

Conforme Figura 173, foi observado, em geral, certa concordância dos valores estimados com medidos pelo ensaio de palheta de campo. Vale registrar que a proposta merece aprimoramento, visto a dispersão experimentada na sua formulação.

Foi realizada a correlação entre a resistência ao cisalhamento não drenada normalizada (S_{u-VST}/σ'_{vm}) e o índice de plasticidade (IP), inspirada nos trabalhos de Mesri (1975); Larsson (1980); Mayne e Mitchell (1988); e; Coutinho *et al.* (2000).

Em geral, os pontos do atual BD apresentaram em torno da proposta de Coutinho *et al.* (2000), variando entre as equações de Larsson (1980) e Mesri (1975), conforme apresentado na Figura 174.

Figura 174 - Relação entre S_{u-VST}/σ'_{vm} e IP da RMRecife



Fonte: A partir de Coutinho *et al.* (2000).

9.4 ESTIMATIVAS DE S_u ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

Para as estimativas de S_u através dos ensaios de Piezocone (CPTu) foram utilizados, nos universos Planície do Recife e Suape, resultados de depósitos de argilas moles onde nos quais ocorreram investigações de campo com ensaios de Palheta de campo (*Vane test*) e CPTu.

Na Planície do Recife foram analisados resultados de três depósitos de argilas moles: ID 34 (Clube Internacional), ID 48 (Sesi-Ibura) e ID 58 (Chão de Estrelas).

Em Suape, para a atual análise, foram analisados resultados de dois depósitos: ID 57 (AE-2) e ID 61 (Acesso ZIP).

Existem três metodologias empíricas para a estimativa da resistência não drenada a partir das medidas do ensaio de piezocone:

- Através da resistência de ponta em termos de tensões totais;
- Através da resistência de ponta em termos de tensões efetiva;
- Através do excesso de poropressão gerado durante a cravação.

Cada tipo de metodologia buscar estabelecer uma relação entre o comportamento do solo experimentado pela ponta cônica durante a cravação e a resistência não drenada obtida por ensaios de referência, os quais podem ser de campo ou de laboratório. Essa relação é expressa através dos denominados fatores do cone, relacionados à suas respectivas metodologias que são a seguir abordadas.

9.4.1 S_u em termos de tensões totais

Como premissa para essa metodologia, deve-se calcular o seu respectivo fator do cone, denominado de N_{kt} e definido através da razão entre a resistência de ponta total ($q_t - \sigma_{v0}$) e a resistência não drenada obtida através de ensaio de referência (EQUAÇÃO 47), que no atual trabalho foi o ensaio de palheta de campo.

$$N_{kt-VST} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_{u-VST}} \quad (47)$$

Onde:

N_{kt-VST} : fator do cone em termos de tensões totais, como referência o ensaio de palheta;

q_t : resistência de ponta corrigida, em kPa;

σ_{v0} : tensão total, em kPa;

S_{u-VST} : resistência ao cisalhamento não drenada medida pelo ensaio de palheta, em kPa.

Em argilas moles, recomenda-se que este fator seja calculado para cada depósito/região e, preferencialmente, ao longo da profundidade.

A resistência não drenada estimada pelo ensaio de piezocone (S_{u-CPTu}) é calculada através da Equação 48.

$$S_{u-CPTu} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt-VST}} \quad (48)$$

Onde:

S_{u-CPTu} : resistência ao cisalhamento não drenada estimada pelo ensaio de piezocone, em kPa;

q_t : resistência de ponta corrigida, em kPa;

σ_{v0} : tensão total, em kPa;

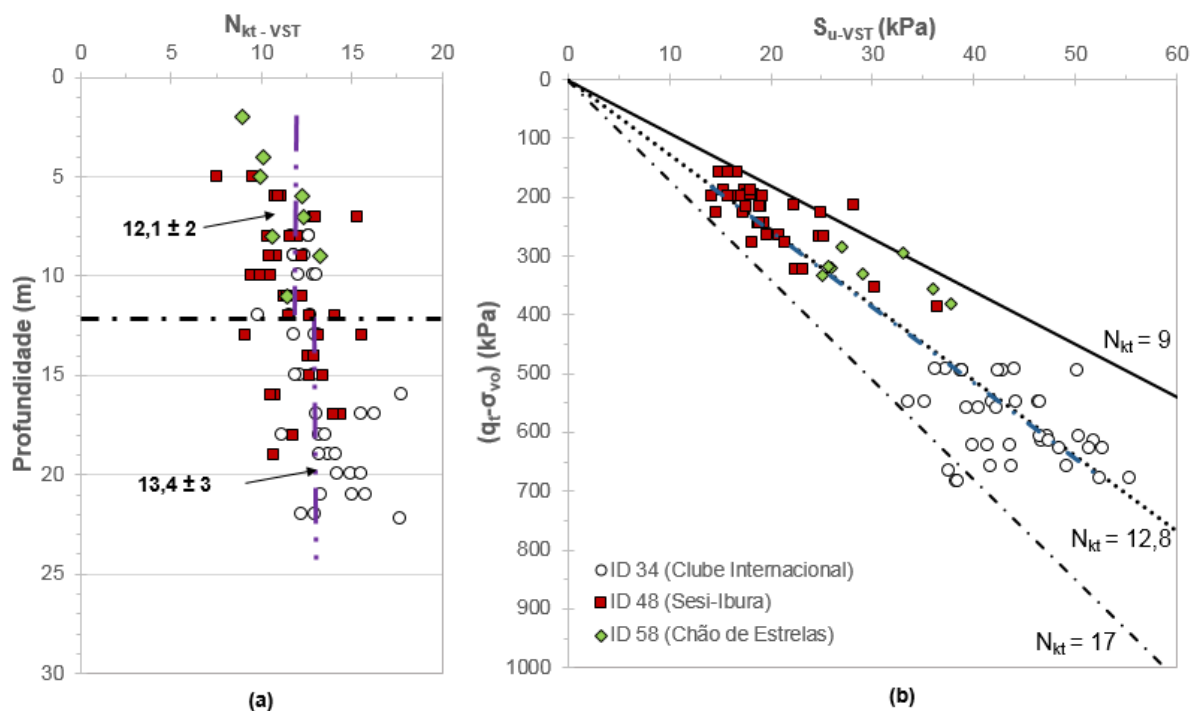
N_{kt-VST} : fator do cone em termos de tensões totais, como referência o ensaio de palheta.

Na Planície do Recife e em Suape foram calculados os valores de N_{kt-VST} em profundidade (perfis de resultados), de modo a se verificar possíveis tendências. Também foram calculados os valores médios desse fator, para cada universo, através de regressão linear.

Através do perfil de N_{kt-VST} da Planície do Recife (Figura 175a), observou-se que até a profundidade de 12 metros, os resultados variaram de 7 a 15, com média de $12,1 \pm 2$. Acima dessa profundidade, os resultados variaram de 11 a 17, com maior dispersão, e média de $13,4 \pm 3$.

Para obtenção do valor médio de N_{kt-VST} da Planície do Recife, realizou-se a correlação entre os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de palheta com os resultados de resistência de ponta corrigida ($q_t - \sigma_{v0}$), conforme Figura 175b. O valor médio, obtido através de regressão linear, foi da ordem de $12,8 \pm 2$.

Figura 175 - Valores de N_{kt-VST} da Planície do Recife: (a) em profundidade; (b) em regressão



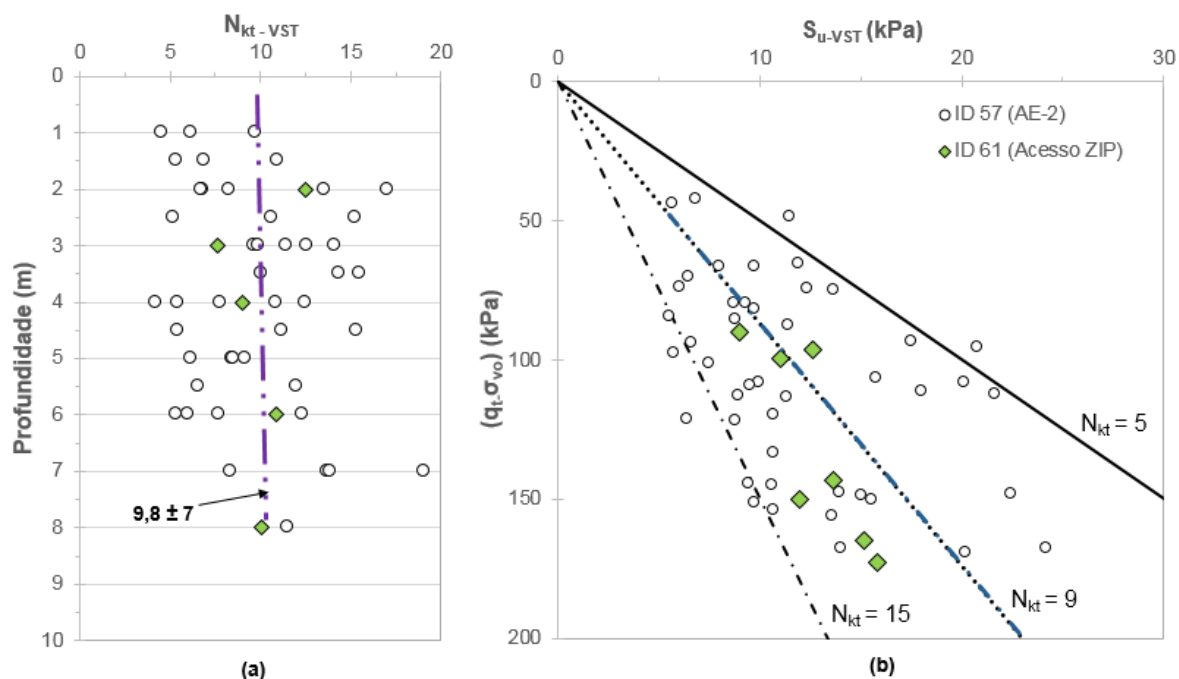
Fonte: O autor.

As faixas de valores e o valor médio de N_{kt-VST} da Planície do Recife (12,8) apresentaram-se próximo às faixas e médias das argilas moles brasileiras, principalmente das argilas de Santa Cruz/RJ, Santos/SP, Salvador/BA e Sergipe (TABELA 59). Também se mostraram próximas às faixas e médias de resultados de argilas moles do Canadá e de diversas argilas moles do mundo, conforme Tabela 59.

Em Suape, os valores de N_{kt-VST} ao longo da profundidade (FIGURA 176a) variaram de 4,5 a 15,5, com média de $9,8 \pm 6$.

Em Suape, conforme regressão linear apresentada na Figura 176b, os valores de N_{kt-VST} variaram de 5 a 15, com média de 9 ± 3 .

Figura 176 - Valores de N_{kt-VST} de Suape: (a) em profundidade; (b) em regressão



Fonte: O autor.

Os resultados de N_{kt-VST} de Suape, faixas (5-15) e valor médio (9,0), apresentaram-se coerentes com a experiência brasileira em argilas muito moles, principalmente aos resultados de Macapá/AP, Panela/RJ, PAN/RJ, Life/RJ e Máximo/RJ.

Tabela 59 - Valores de N_{kt-VST} de argilas muito moles/moles da literatura

Local	N_{kt-VST}		Autor
	Faixa	Médio	
Planície do Recife/PE - Brasil	9,0 - 17,0	12,8	Presente trabalho
Suape/PE - Brasil	5,0 - 15,0	9,0	Presente trabalho
Ilha Barnabé - Santos/SP - Brasil	12,0 - 14,0	13,0	Massad (2016)
Macapá/AP - Brasil	4,0 - 16,0	11,0	Sandroni e Barreto (2016)
Santa Cruz/RJ	11,0 - 14,0	13,0	Babaei (2015)
Porto Alegre/RS - Brasil	8,0 - 16,0	11,0	Schnaid e Odebrecht (2012)

SESC-SENAC/RJ - Brasil	7,5 - 14,5	12,0	Almeida, Marques e Baroni (2010)
Panela/RJ - Brasil	4,0 - 16,0	12,0	Almeida, Marques e Baroni (2010)
PAN/RJ - Brasil	4,0 - 9,0	8,0	Almeida, Marques e Baroni (2010)
Península II/RJ - Brasil	6,5 - 15,0	12,0	Almeida, Marques e Baroni (2010)
Life/RJ - Brasil	4,0 - 16,0	10,0	Almeida, Marques e Baroni (2010)
Máximo/RJ - Brasil	5,0 - 14,5	10,0	Almeida, Marques e Baroni (2010)
Guarulhos/SP - Brasil	7,0 - 20,0	18,0	Almeida, Marques e Fonseca (2002)
Enseada do Cabrito - Salvador/BA - Brasil	12,0 - 18,0	15,0	Baptista e Sayão (1998)
Sergipe - Brasil	14,0 - 18,0	16,0	Sandroni <i>et al.</i> (1997)
Canadá	10,0 - 18,0	14,0	Robertson e Cabal (2015)
Argilas moles de diversas regiões do mundo	10,87 - 19,89	13,3	Low <i>et al.</i> (2010)

Fonte: O autor.

9.4.2 S_u em termos de tensões efetivas

Essa metodologia baseia-se no cálculo do seu respectivo fator do cone, denominado de N_{ke} e definido através da razão entre a resistência de ponta efetiva ($q_t - u_2$) e a resistência não drenada obtida através de ensaio de referência (EQUAÇÃO 49), que no atual trabalho foi o ensaio de palheta de campo.

$$N_{ke-VST} = \frac{(q_t - u_2)}{S_{u-VST}} \quad (49)$$

Onde:

N_{ke-VST} : fator do cone em termos de tensões efetivas, como referência o ensaio de palheta;

q_t : resistência de ponta corrigida, em kPa;

u_2 : poropressão na posição 2 da piezocone, em kPa;

S_{u-VST} : resistência ao cisalhamento não drenada medida pelo ensaio de palheta, em kPa.

Em argilas moles, recomenda-se que este fator seja calculado para cada depósito/região e, preferencialmente, ao longo da profundidade.

Nessa metodologia a resistência não drenada estimada pelo ensaio de piezocone (S_{u-CPTu}) é calculada através da Equação 50.

$$S_{u-CPTu} = \frac{(q_t - u_2)}{N_{ke-VST}} \quad (50)$$

Onde:

S_{u-CPTu} : resistência ao cisalhamento não drenada estimada pelo ensaio de piezocone, em kPa;

q_t : resistência de ponta corrigida, em kPa;

u_2 : poropressão na posição 2 da piezocone, em kPa;

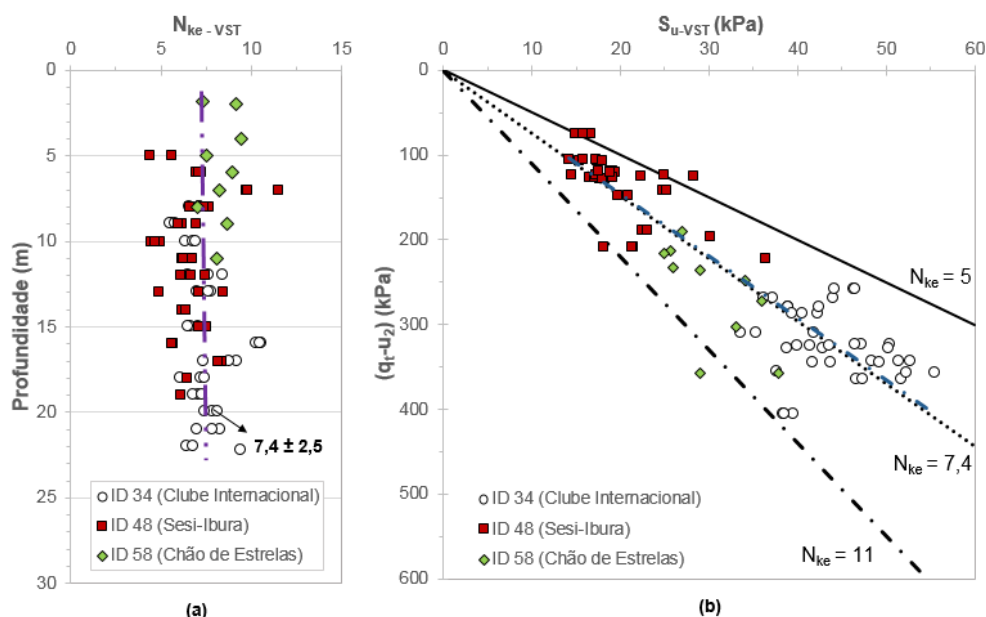
N_{ke-VST} : fator do cone em termos de tensões efetivas, como referência o ensaio de palheta.

Na Planície do Recife e em Suape foram calculados os valores de N_{ke-VST} em profundidade (perfis de resultados), analisando-se as tendências de valores que podem traduzir o comportamento dos solos. Também foram calculados os valores médios desse fator, para cada universo, através de regressão linear.

Na Planície do Recife, o perfil de N_{ke-VST} (FIGURA 177a) apresentou grande dispersão de valores ao longo da profundidade, variando de 5 a 11, não demonstrando tendência, com média de $7,4 \pm 2,5$.

Para obtenção do valor médio de N_{ke-VST} da Planície do Recife, realizou-se a correlação entre os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de palheta com os resultados de resistência de ponta corrigida e poropressão ($q_t - u_2$), conforme Figura 177b. O valor médio geral, obtido através de regressão linear, foi da ordem de $7,4 \pm 2,4$.

Figura 177 - Valores de N_{ke-VST} da Planície do Recife: (a) em profundidade; (b) em regressão



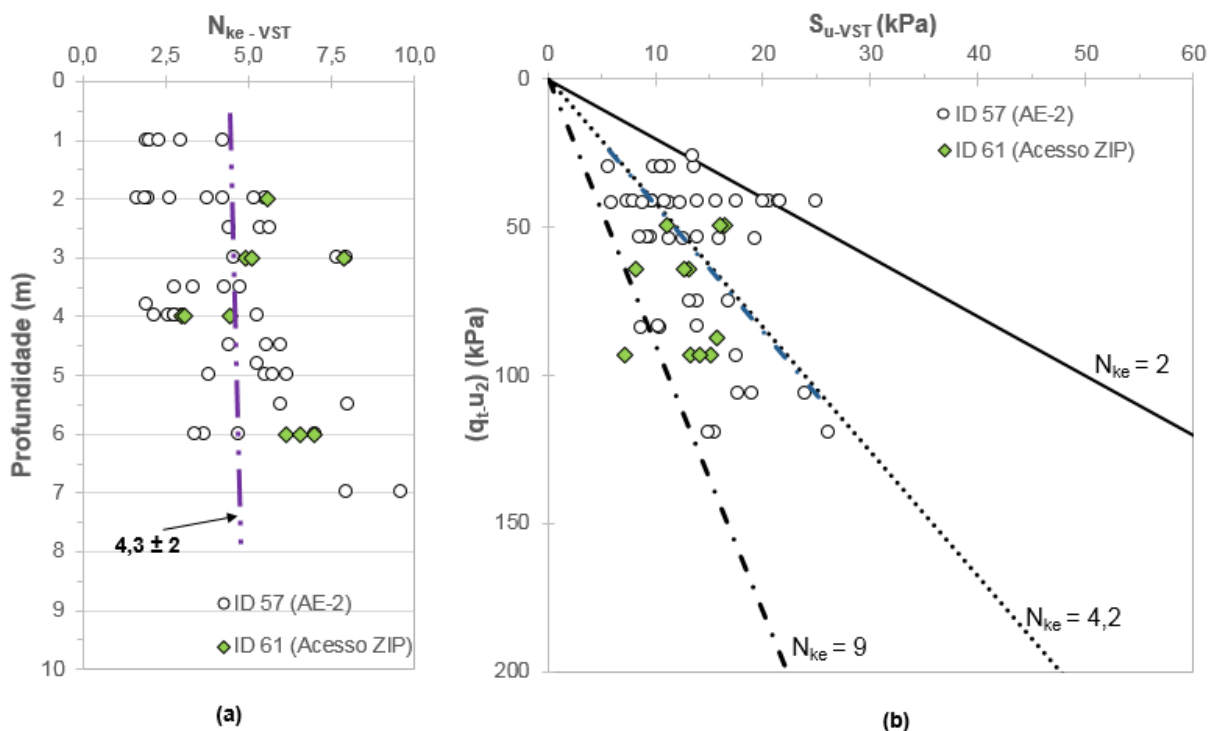
Fonte: O autor.

Os valores de N_{ke-VST} da Planície do Recife foram coerentes com resultados desse fator para argilas moles de outras regiões. Meireles (2002), analisando resultados de piezocone de diversos depósitos de argilas moles brasileiras, encontrou média de N_{ke-VST} em torno de 7,0. Babaei (2015) obteve, numa faixa de variação de 9,4 a 11, média de N_{ke-VST} na ordem de 10,0. Baroni (2016), estudando o comportamento geotécnico das argilas moles da Baixada de Jacarépaguá/RJ, obteve valores de N_{ke-VST} variando de 3,0 a 15,0, com média de 9,0. Senneset, Janbu e Svano (1982) obtiveram valor de N_{ke-VST} médio na ordem de 9 ± 3 , para as argilas moles da Noruega.

Em Suape, os resultados de N_{ke-VST} apresentaram variação de 1,6 a 9,6, com de $4,3 \pm 2$ ao longo da profundidade (FIGURA 178a). Conforme a Figura 178b, a regressão linear dos valores do fator N_{ke-VST} de Suape resultou na média de $4,2 \pm 3$, com forte dispersão.

Os resultados de N_{ke-VST} de Suape, em geral, apresentaram magnitude inferior ao retratado pela literatura, concordando com resultados apresentados por Coutinho e Bello (2014) para depósitos de argilas moles de Suape.

Figura 178 - Valores de N_{ke-VST} de Suape: (a) em profundidade; (b) em regressão



Fonte: O autor.

9.4.3 S_u a partir do excesso de poropressão gerado durante a cravação

Baseada teoria da expansão de cavidades, essa metodologia busca estabelecer uma relação entre o excesso de poropressão gerado durante a cravação (Δu) e o seu respectivo fator do cone, denominado de $N_{\Delta u}$ e definido pela razão entre Δu e a resistência não drenada obtida por ensaio de referência (EQUAÇÃO 51), que no atual trabalho foi o ensaio de palheta de campo.

$$N_{\Delta u-VST} = \frac{(u_2 - u_0)}{S_{u-VST}} \quad (51)$$

Onde:

$N_{\Delta u-VST}$: fator do cone do excesso de poropressão, como referência o ensaio de palheta;

u_2 : poropressão na posição 2 da piezocone, em kPa;

u_0 : poropressão hidrostática, em kPa;

S_{u-VST} : resistência ao cisalhamento não drenada medida pelo ensaio de palheta, em kPa.

Assim como nos outros fatores, em argilas moles é recomendável que o $N_{\Delta u}$ seja calculado para cada depósito/região e, preferencialmente, ao longo da profundidade.

Nessa metodologia a resistência não drenada estimada pelo ensaio de piezocone (S_{u-CPTu}) é calculada através da Equação 52.

$$S_{u-CPTu} = \frac{(u_2 - u_0)}{N_{\Delta u-VST}} \quad (52)$$

Onde:

S_{u-CPTu} : resistência ao cisalhamento não drenada estimada pelo ensaio de piezocone, em kPa;

u_2 : poropressão na posição 2 da piezocone, em kPa;

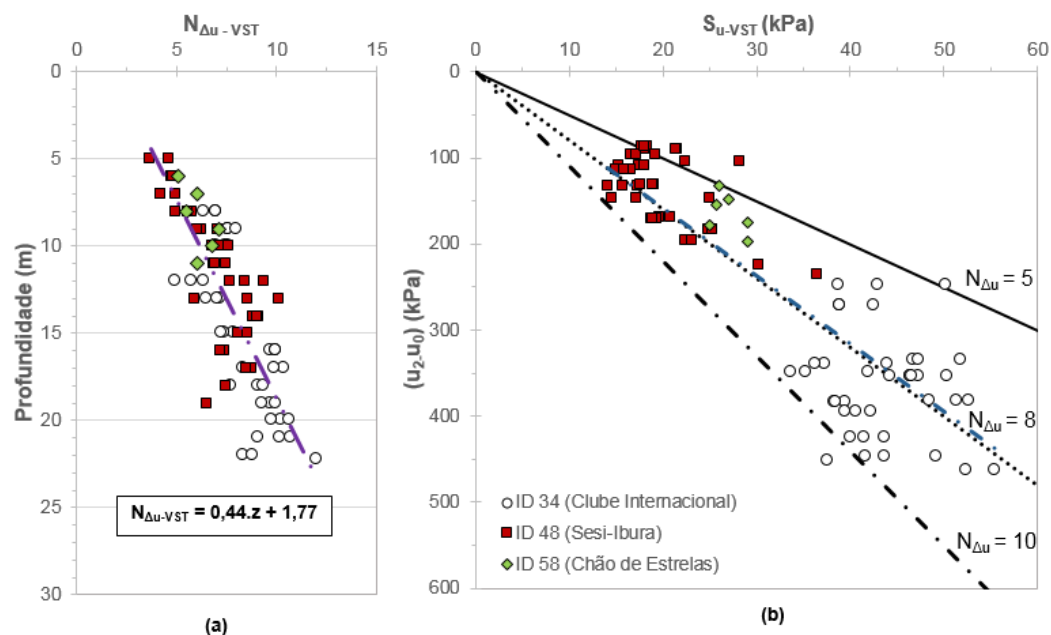
u_0 : poropressão hidrostática, em kPa;

$N_{\Delta u-VST}$: fator do cone do excesso de poropressão, como referência o ensaio de palheta;

Foi observado, no perfil de $N_{\Delta u-VST}$ da Planície do Recife, resultados variando de 4 a 12, com tendência média geral de crescimento ao longo da profundidade ($0,44z+1,77$), vide Figura 179a.

A correlação entre os resultados de S_{u-VST} e os resultados de poropressão ($u_2 - u_0$) da Planície do Recife resultaram, através de regressão linear, em média de $N_{\Delta u-VST}$ da ordem de 8 ± 2 , conforme Figura 179b.

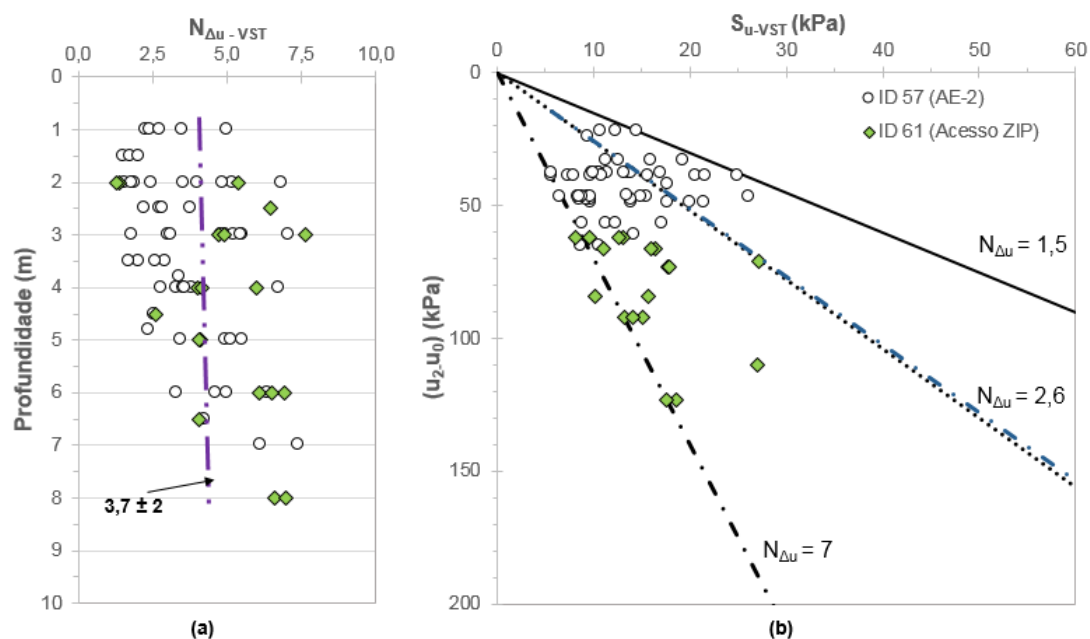
Figura 179 - Valores de $N_{\Delta u-VST}$ da Planície do Recife: (a) em profundidade; (b) em regressão



Fonte: O autor.

Em Suape, quanto aos valores de $N_{\Delta u-VST}$, o perfil apresentou variação de 1,4 a 7, com média de $3,7 \pm 2$ ao longo da profundidade, conforme Figura 180a. A média, obtida por regressão linear, foi de $2,6 \pm 1,8$ (FIGURA 180b).

Figura 180 - Valores de $N_{\Delta u-VST}$ de Suape: (a) em profundidade; (b) em regressão



Fonte: O autor.

Coutinho e Schnaid (2010) discutiram que a faixa de valores médios de $N_{\Delta u-VST}$ das argilas moles brasileiras é de 8,0 a 9,0. Baroni (2016) obteve, para as argilas

moles da Baixada de Jacarépaguá/RJ, resultados de $N_{\Delta u-VST}$ variando de 2 a 9, com média de 4. La Rochelle, Tavenas e Leroueil (1988) obtiveram variação de $N_{\Delta u-VST}$ entre 7 e 9 nas argilas moles do leste do Canadá. Robertson e Cabal (2015), a partir de experiência em argilas moles no Canadá, discutiu que a faixa de $N_{\Delta u-VST}$ era de 4 a 9. Mayne (2008), para as argilas moles de Nova Orleans (EUA) recomenda o valor de $N_{\Delta u-VST}$ na ordem de 9. Low *et al.* (2010), em importante estudo com resultados de piezocone de argilas moles de diversas regiões do mundo, discutiram através de estudo estatístico que a faixa de variação de $N_{\Delta u-VST}$ era de 4,79 a 11,9, com média de 7,12.

A faixa (5-10) e média (8,0) de $N_{\Delta u-VST}$ da Planície do Recife apresentaram-se muito coerentes com resultados desse fator discutidos pela literatura. Entretanto, a faixa (1,5–7,0) e média (2,6) de $N_{\Delta u-VST}$ de Suape apresentaram, assim como verificado no N_{ke-VST} , magnitude inferior aos resultados de outros autores, com exceção da Baixada de Jacarépaguá/RJ, estudado por Baroni (2016).

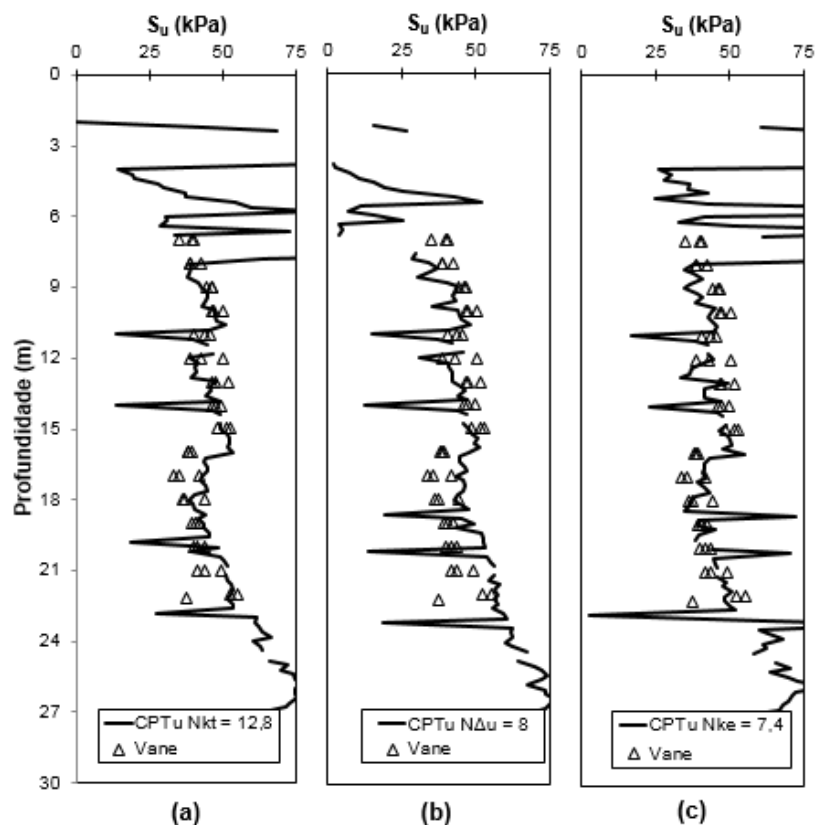
9.4.4 Verificação simplificada da aplicação das metodologias

De forma a verificar a aplicação das estimativas de S_u pelo ensaio de Piezocone, foram realizados testes das metodologias de estimativas em dois depósitos de argila mole, um na Planície do Recife (ID 34: Clube Internacional) e outro em Suape (ID 57: AE-2).

Através das Figuras 181 e 182, foi observado, em geral, que as estimativas de S_u através do ensaio de CPTu, utilizando valores médios dos fatores do cone, apresentaram-se coerentes com os resultados medidos por ensaios de palheta, principalmente as estimativas que utilizaram o N_{kt-VST} .

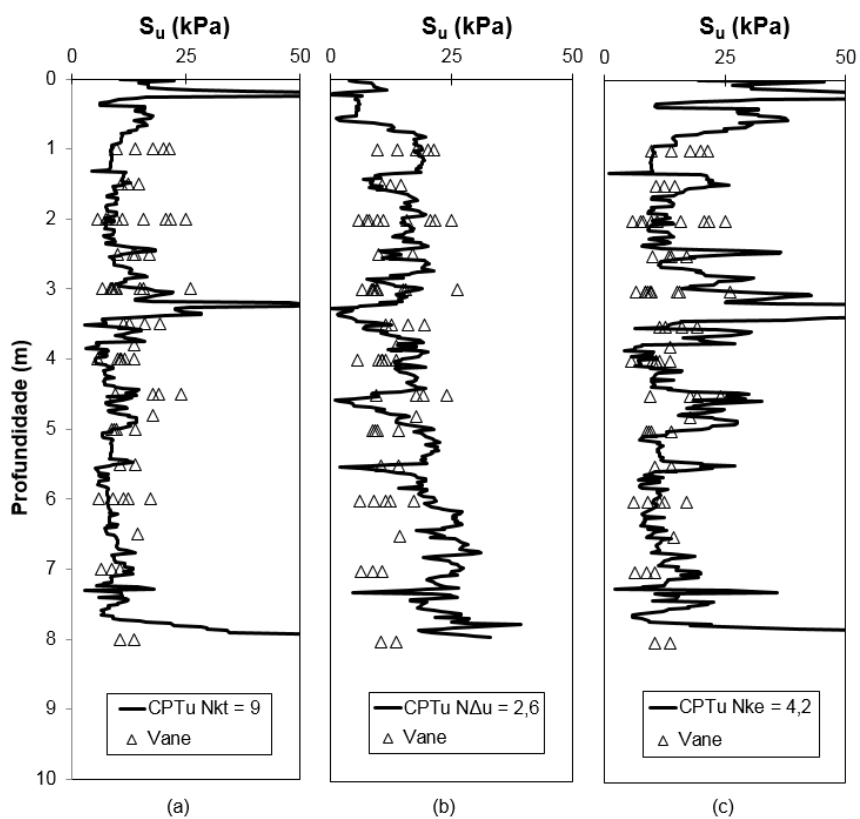
Diante dessa validação realizada, para efeito de discussão, serão analisados somente os resultados de S_u estimados pelos ensaios de piezocone através do N_{kt-VST} médio, em todas as verticais de piezocone da Planície do Recife e Suape. É válido registrar que não foram calculados resultados das camadas arenosas nos depósitos analisados.

Figura 181 - Estimativas de S_u da Planície do Recife: (a) N_{kt-VST} ; (b) $N_{\Delta u-VST}$; (c) N_{ke-VST}



Fonte: O autor.

Figura 182 - Estimativas de S_u de Suape: (a) N_{kt-VST} ; (b) $N_{\Delta u-VST}$; (c) N_{ke-VST}



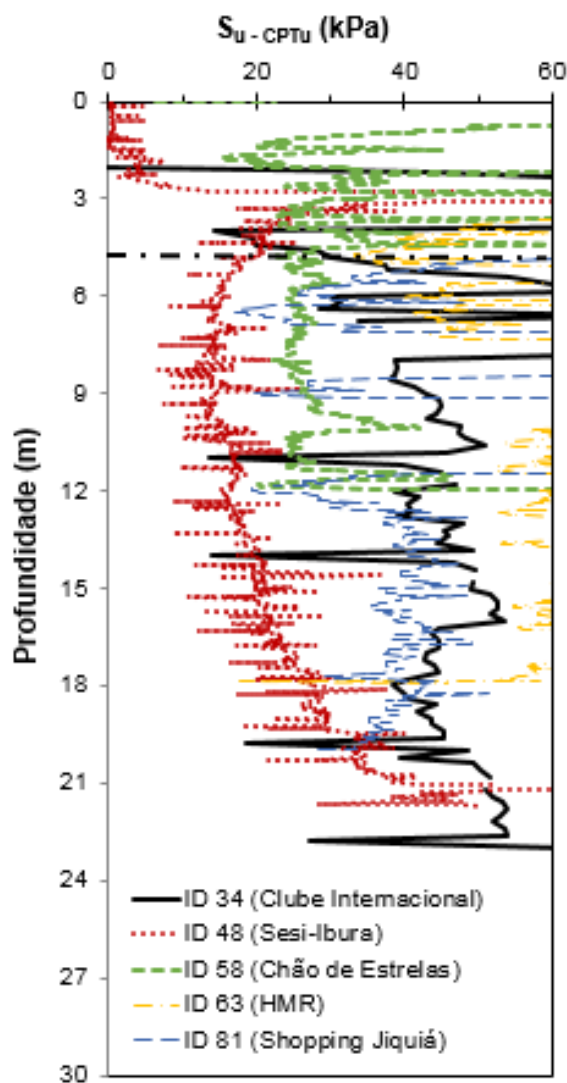
Fonte: O autor.

9.4.5 Perfis de S_u estimado pelo CPTu

Na Planície do Recife, aplicando-se o N_{kt-VST} médio de 12,8, foram realizadas as estimativas de S_u dos seguintes depósitos: ID 34 (Clube Internacional), ID 48 (Sesi-Ibura), ID 58 (Chão de Estrelas), ID 63 (HMR) e ID 81 (Shopping Jiquiá).

Os perfis de S_u estimados pelo CPTu da Planície do Recife apresentaram nas camadas correspondentes a estratos de argilas moles, acima de 5 metros, tendência média geral de crescimento ao longo da profundidade, variando de 19 kPa a 48 kPa, conforme Figura 183.

Figura 183 - Perfis de S_u estimado pelo CPTu (S_{u-CPTu}) da Planície do Recife

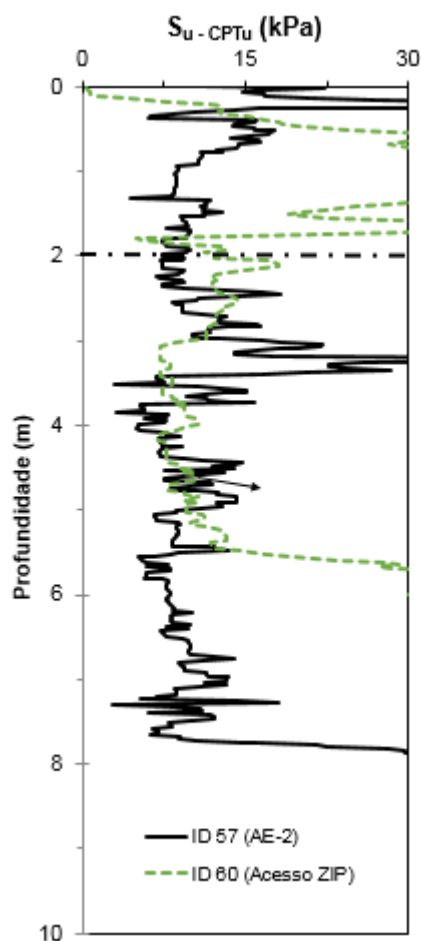


Fonte: O autor.

Em Suape foram utilizados resultados de piezocone de dois depósitos, ID 57 (AE-2) e ID 60 (Acesso ZIP), aplicando-se N_{kt-VST} médio de 9,0.

As camadas de argilas moles de Suape apresentaram valores de S_u estimados pelo CPTu, acima de 2 metros, da ordem de 10 kPa, conforme Figura 184, com a ocorrências diferenciadas de resultados decorrentes de camadas que oferecem maiores resultados de resistência (picos), como lentes de areia. Esses picos sinalizam cautela na sua análise, visto que sua intersecção com camadas de argilas moles pode representar plano de ruptura.

Figura 184 - Perfis de S_u estimado pelo CPTu (S_{u-CPTu}) de Suape



Fonte: O autor.

9.5 CONCLUSÕES PARCIAIS DO CAPÍTULO

A resistência não drenada obtida por ensaios de palheta de campo (S_{u-VST}) na Planície do Recife ao longo da profundidade evidenciaram ocorrência de argilas como muito moles entre 5 a 18 metros de profundidade; cerca de 31% dos resultados classificam a consistência das argilas como “muito mole”; 55% como “mole”, e; 14% como “média”. Em Suape, cerca de 86% dos resultados de S_{u-VST} classificam a consistência como “muito mole”; 11% como “mole”, e; 3% como “média”. Na Várzea de Goiana, 86% dos resultados classificam a consistência como “muito mole” e 14% como “mole”.

A sensibilidade (S_t) das argilas da Planície do Recife apresentou, em geral, tendência de crescimento ao longo da profundidade, variando desde “baixa sensibilidade” à “alta sensibilidade”; cerca de 39% dos resultados classificam a magnitude da sensibilidade das argilas como de “alta sensibilidade”; 32% como de sensibilidade “levemente alta”, e; 18% como de “média sensibilidade”. O perfil de sensibilidade de Suape não apresentou nenhuma tendência, sendo que 32% dos resultados classificam a sensibilidade como “levemente alta”; 27% como “média”; 18% como “baixa”, e; 16% como “alta”. Na Várzea de Goiana, os valores de S_t ao longo da profundidade ocorreram, principalmente entre as classes III e IV, sensibilidade mediana e levemente alta, respectivamente.

As correlações com a resistência não drenada apresentaram, em geral, coerência com as propostas da literatura internacional. Entretanto, a correlação entre σ'_{vm} e $S_{u-VST(corr)}$ mostrou coeficiente com valor diferente dos propostos por Mesri (1975, 1993).

O fator do cone N_{kt-VST} médio, calculado por regressão linear, da Planície do Recife foi de 12,8, enquanto Suape foi de 9,0, concordantes com resultados de argilas moles de outras regiões. O fator N_{ke-VST} médio da Planície do Recife foi de 7,4, Suape 4,2, esse último com elevada dispersão. O fator do cone $N_{\Delta u-VST}$ médio da Planície do Recife foi de 8,0 e, Suape foi de 2,6 com forte dispersão dos resultados. A verificação das estimativas de S_u pelos fatores médios do cone, calculados no presente trabalho, apresentaram razoável aplicação para as argilas moles dos universos analisados, principalmente as estimativas através do N_{kt-VST} . As diferentes magnitudes entre os

valores dos fatores do cone da Planície do Recife e Suape podem ser associadas às diferentes naturezas dos depósitos de argilas moles, como visto anteriormente, em geral, os depósitos de Suape são menos consolidados, mais recentes e com maiores teores de matéria orgânica.

As estimativas do S_u pelo ensaio de CPTu (S_{u-CPTu}) indicaram, ao longo da profundidade, crescimento da magnitude, acima de 5 metros, variando de 20 a kPa a 50 kPa, enquanto que os valores estimados de Suape, em profundidade (acima de 2 metros) apresentou valores em torno de 10 kPa.

10 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas no atual estudo, bem como sugestões para pesquisas futuras, abrangem não só o atual Banco de Dados, mas diversos detalhes do tema geral do trabalho.

10.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No intuito de embasar os temas abordados que incluem o comportamento geotécnico das argilas moles e banco de dados geotécnico, foi apresentada uma básica revisão bibliográfica sobre a formação de depósitos de solos moles, principais metodologias de avaliação do comportamento geotécnico, fatores que influenciam esse comportamento, contexto geológico-geotécnico das argilas quaternárias de Pernambuco e algumas das principais experiências de banco de dados geotécnicos a partir de literaturas nacionais e internacionais. A partir de 81 locais/áreas de estudo, totalizando mais de 2.000 ensaios de campo e laboratório, foram discutidos e analisados o comportamento geotécnico das argilas moles no formato de universos de dados, definidos por sua respectiva formação geológica e localização, os quais foram a Planície do Recife, Suape e Goiana. Os resultados de cada universo de dados foram apresentados ao longo da profundidade e através de análise de distribuição de frequência, com histogramas, a qual buscou discutir os resultados por meio de faixa de valores pré-definida. Diversas correlações entre parâmetros geotécnicos foram realizadas, comparadas e/ou atualizadas com correlações da experiência local e experiências internacionais, a partir de resultados de investigações de campo (Vane e CPTu) e de laboratório (caracterização, edométrico).

10.2 PERFIS GEOTÉCNICOS

A apresentação dos perfis geotécnicos representativos foi muito relevante na definição de locais/áreas submetidas a investigações e análise de resultados geotécnicos com maior rigor técnico/científico. A variabilidade espacial da espessura de argilas moles na Planície do Recife pode ser utilizada como instrumento norteador de futuras obras geotécnicas na região. Os perfis geotécnicos típicos apresentaram

coerência com suas respectivas características de formação geológica. Grande destaque foi o perfil típico “Qpm”, não convencional em outras literaturas, proveniente da forte interferência dos rios sobre antigas praias pleistocênicas, gerando perfis geotécnicos muito heterogêneos, com a ocorrência de espessas camadas de solos moles, como é o caso do Clube Internacional. Com a exceção dos perfis típicos “Qp”, todas as unidades geológicas da Planície do Recife estão sujeitas à ocorrência de camadas de argilas moles. O perfil típico “Qfl” foi o que ocorreu em maior quantidade de bairros da cidade do Recife. As propostas dos perfis típicos com a apresentação das faixas de resultados de parâmetros geotécnicos do atual BD constituem importante ferramenta para projetos de engenharia, visto que os perfis também fornecem noção quantitativa do comportamento geotécnico dos solos.

10.3 ÍNDICES FÍSICOS E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

Quanto aos resultados de umidade natural (W_n), Suape apresentou maior magnitude de valores em relação à Planície do Recife e Várzea de Goiana. A maior parcela dos resultados de TMO da Planície do Recife, 62%, classificam os solos como “solo mineral com matéria orgânica”, enquanto que quase 60% dos resultados de TMO classificam os solos como “solos orgânicos” ou “turfas”, confirmando maior ocorrência e magnitude de matéria orgânica nesse universo em relação aos demais. Cerca de 43% dos resultados de IP da Planície do Recife ocorreram entre 20 e 40% e, 18% entre 60 e 100%, próximos à média apresentada na Várzea de Goiana (42%), enquanto que Suape apresentou sua maior parcela de valores (41%) entre a faixa de 100 e 150%. Os baixos valores de densidade real média dos grãos (G_s) de Suape podem ser associados a forte ocorrência de matéria orgânica, o que não foi frequente na Planície do Recife e na Várzea de Goiana, também verificado na análise dos valores de e_0 e γ_{nat} desses universos de dados. Entretanto, na Planície do Recife, a análise conjunta dos resultados dos índices físicos ao longo da profundidade, evidenciam ocorrência de solos orgânicos/turfas na camada C2, resultantes dos altos valores de W_n , IP, I_L , TMO, e_0 e baixos valores de γ_{nat} e G_s . As propostas de classificação do comportamento dos solos através dos ensaios de piezocone que apresentaram maior coerência com os resultados de laboratórios e perfis geotécnicos da Planície do Recife foram as normalizadas, enquanto que em Suape foram as não

normalizadas, o que pode ser relacionado aos diferentes níveis de tensões efetivas desses dois universos, que pode influenciar na caracterização do comportamento, conforme discutido por Robertson (2012).

10.4 COMPRESSIBILIDADE E HISTÓRICO DE TENSÕES

A qualidade dos corpos de prova (CPs) utilizados nos ensaios edométricos da Planície do Recife apresentou-se satisfatória, com 19% classificada como “excelente a muito boa” e 45% como “boa a regular”. Essa condição não foi claramente observada nos CPs de Suape, com 10% classificada como “excelente a muito boa”, 18% como “boa a regular”, o que reflete as dificuldades de amostragem em áreas alagadas (manguezais), principalmente em pequenas profundidades. A Várzea de Goiana apresentou, dos 8 CPs, 4 com qualidade satisfatória (excelente a regular) e, 4 com qualidade insatisfatória (pobre a muito pobre). Os valores de índice de compressão (C_c) da Planície do Recife traduziram elevada compressibilidade nas camadas C2 e C3, com valores de C_c variando de 0,8 a 7,0, com grande quantidade de valores inferiores a 1,0. Em Suape, apesar de grande dispersão, os valores de C_c apresentaram maior magnitude do que na Planície do Recife, com de 50 % dos resultados entre 1,0 e 2,0, e 30% entre 2,0 e 4,0. A Várzea de Goiana, em geral, apresentou tendência de valores de C_c semelhante à Planície do Recife. As mesmas tendências observadas em cada universo relativas ao C_c foram também identificadas para o C_s . As correlações com os parâmetros de compressibilidade apresentaram razoável aplicação para a prática de complementação de projetos de engenharia, em algumas, com clara divergência de comportamento entre as argilas e solos orgânicos/turfas. A Planície do Recife apresentou tendência média de crescimento de σ'_{vm} ao longo da profundidade, variando de 20 kPa a 300 kPa, com grande ocorrência de valores entre 80 kPa e 160 kPa, enquanto que em Suape 68% dos resultados de σ'_{vm} ocorreram em magnitude inferior a 20 kPa. A média de σ'_{vm} da Várzea de Goiana, 90 kPa, enquadrou-se na faixa de maior ocorrência da Planície do Recife. O perfil OCR da Planície do Recife evidenciou ocorrência de estratos pré-adensados, em geral, até a camada C3, com valores decrescendo de 6,0 à 1,2. Em Suape, o perfil de OCR indicou condição pré-adensada para camadas de até 2 metros de profundidade, com leve pré-adensamento até 8 metros de profundidade, início da camada C2. Na

Várzea de Goiana, o perfil de OCR apresentou tendência à condição normalmente adensada para profundidades acima de 10 metros. As estimativas de OCR através da resistência não drenada obtida pelos ensaios de palheta de campo, adaptadas para o universo de dados do presente estudo, mostrou-se coerente com os resultados obtidos por ensaios edométricos. A estimativa da tensão de pré-adensamento por ensaios de piezocone que apresentou melhor aplicação para os universos Planície do Recife e Suape foi a que utiliza a resistência de ponta corrigida em termos de tensões totais ($q_t - \sigma_{v0}$), com coeficiente na ordem de 0,215, semelhante ao proposto apenas para as argilas moles do Recife por Coutinho (2007). Enquanto que a estimativa de OCR pelos ensaios de CPTu que apresentou melhor aplicabilidade foi a que utiliza o Q_{tn} , visto que os valores estimados foram mais próximos aos obtidos pelos ensaios de laboratório.

Em conclusão, discute-se que os resultados dessa seção traduziram que as tendências observadas nos resultados da Planície do Recife e de Suape são de diferentes magnitudes, com argilas mais compressíveis e maior proximidade da condição normalmente adensada dos depósitos de argilas moles de Suape do que da Planície do Recife e Várzea de Goiana, as quais apresentaram-se semelhantes nesse quesito. Essas características podem ser facilmente associadas ao contexto geológico respectivo desses universos. O pré-adensamento das argilas moles da Planície do Recife, além de diversos fatores, pode ser facilmente associado às flutuações do nível do mar o qual ocasionou valores de σ'_{vm} consideráveis aliado ao envelhecimento das argilas, principalmente nos depósitos de idade pleistocênica, o que não foi observado com muita clareza em Suape, na qual o pré-adensamento justifica-se possivelmente pelo ressecamento das camadas superficiais.

10.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA

O perfil de S_{u-VST} evidenciou ocorrência de argilas de consistência “muito mole” nas camadas C2 e C3, na Planície do Recife, porém com 55% de todos os resultados enquadrados na consistência “mole”. O oposto foi observado em Suape, em que 86% classificam a consistência da argila como “muito mole”, ao longo de todo o perfil. Na Várzea de Goiana, grande quantidade dos resultados de S_{u-VST} manteve-se na faixa

“muito mole” de consistência. Através do perfil de S_t da Planície do Recife, foi verificada tendência média de crescimento ao longo da profundidade, com quase 40% dos resultados enquadrando-se na faixa de sensibilidade “alta” e, 32% “levemente alta”. Em Suape, a sensibilidade foi muito variável ao longo da profundidade, porém com a maioria dos resultados situados entre as faixas de sensibilidade “mediana” à “levemente alta”. Na Várzea de Goiana, a sensibilidade manteve-se entre as classes III (média) e IV (levemente alta). As correlações com a resistência não drenada apresentaram razoável aproximação para os dados do presente estudo, com a sugestão de sutil alteração da proposta de Mesri (1975). O fator do cone N_{kt-VST} médio para a Planície do Recife foi de 12,8, enquanto Suape foi de 9,0, coerentes com literaturas nacionais e internacionais. A Planície do Recife apresentou fator N_{ke-VST} médio na ordem de 8 e, Suape em torno de 4,2 com elevada dispersão. O fator $N_{\Delta u-VST}$ da Planície do Recife foi de 8 e, Suape de 2,6 com dispersão considerável. O fator do cone que apresentou melhor eficiência na estimativa da resistência não drenada para todos os universos estudados foi o N_{kt-VST} . Os perfis de estimativas de S_u pelos ensaios de piezocone da Planície do Recife, nas camadas correspondentes às argilas moles, apresentaram tendência geral de crescimento ao longo da profundidade, enquanto que em Suape, os valores mantiveram-se em torno de 10 kPa.

Conclui-se que a grande maioria dos depósitos de argilas de Suape e Várzea de Goiana apresentam, em geral, menor resistência ao cisalhamento não drenada do que as da Planície do Recife, como também menor magnitude de sensibilidade, o que reflete também menores valores de fatores do cone. Tal discussão corrobora à hipótese de que as argilas moles de Suape, entre os universos analisados, foram as que apresentaram maior teor de matéria orgânica, índices de compressibilidade e baixos valores de S_u , características que conferem menor capacidade de suporte a esses depósitos.

10.6 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

As sugestões visam complementar/ampliar os objetivos da atual pesquisa:

- Desenvolvimento de Sistema On-line para acesso e cadastro das informações do atual BD;

- Aplicação da metodologia adotada para a proposta dos perfis típicos nos universos Suape e Várzea de Goiana, assim como em outras regiões;
- Realizar estudo mineralógico nas argilas moles de todos os universos discutidos nesse trabalho;
- Desenvolver estudo de qualidade de amostras (corpos de prova) para diversas argilas moles brasileiras;
- Realizar investigações com ensaios de Piezocone na Várzea de Goiana;
- Ampliar a quantidade de investigações geotécnicas com Dilatômetro (DMT) e Pressiômetro (MPM) em todos os universos do presente trabalho.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 10905 (MB-3122), 1989 - Solo – **Ensaio de palheta in situ** – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12069 (MB -3406), 1991 - Solo – **Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT)** – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12770, 1992 – Solo coesivo – **Determinação da resistência à compressão não confinada** – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 13600, 1996, Solo – **Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima a 440°C**. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6459, 2016 - Solo – **Determinação do Limite de Liquidez** – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 7180, 2016 - Solo – **Determinação do Limite de Plasticidade** – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- ADACHI, T., OKA, F., HIRATA, T., HASHIMOTO, T., NAGAYA, J., MIURA, M. and PRADHAN TEJ, B.S. (1995). **Stress – strain behaviour and yielding characteristics of eastern Osaka clay**. Soils and Foundations Japan 35(3): 1-13.
- ALENCAR JR., J.A.; FRAIHA NETO, S. H.; SARÉ, A. R. e MENDONÇA, T. M. (2001). **Características geotécnicas de algumas argilas moles e médias na cidade de Belém do Pará**. Encontro “Propriedades de Argilas Moles Brasileiras”, promovidos pela COPPE/UFRJ.
- AL-KHAFAJI, A. and ANDERSLAND, O. (1992). **Equations for Compression Index Approximation**. J. Geotech. Engrg., 9.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:1(148), 148-153.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S. e FONSECA, O. A. (2002). **Características do Solo de Fundação da Terceira Pista do Aeroporto de Guarulhos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS, p. 1 - 7.
- ALMEIDA, M.S.S. e MARQUES, M.E.S. (2014). **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e desempenho**. 2ª ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos.
- ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S. and BARONI, M. (2010). **Geotechnical parameters of very soft clays obtained with CPTU compared with other site investigation tools**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, California, USA.
- ALMEIDA, M.S.S., SANTA MARIA, P.E.L., MARTINS, I.S.M., SPOTTI, A.P. and COELHO, L.B.M. (2001) **Consolidation of a very soft clay with vertical drains**. Géotechnique, UK, 50 (6), 633–643.

ALMEIDA, M.S.S.; FUTAI, M. M.; LACERDA, W, and MARQUES, M.E.S. (2008). **Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays. Part 1: Index and compression properties.** Soils & Rocks, v. 31, p. 69-75.

ALVES, E. D. L. A. e VECCHIA, F. A. S. (2011). **Análise de diferentes métodos de interpolação para a precipitação pluvial no Estado de Goiás.** Acta Scientiarum. Human and Social Sciences Maringá, v. 33, n. 2, p. 193-196.

AMAR, S., BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F. and LE MEHAUTE, A. (1979). **In situ shear resistance of clays.** Proc. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., 1: 22-48.

AMORIM JR., W. M. (1975) – **Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco** – Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ.

ARAGÃO, C.J.C. **Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio.** Dissertação de Mestrado, PUC-RJ, Rio de Janeiro, 1975.

ASTM D 4648 (2005). **Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil.** American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA.

ASTM D 4719 (2000). **Standard test method for pre-bored pressuremeter testing in soils,** Volume 04.07. American Society for Testing and Materials Standard.

ATKINSON, J. (2014). **Fundamentals of Ground Engineering.** CRC Press: Taylor & Francis Group: USA. 244p.

AZZOUZ, A.S., KRIZEK, R.J. and COROTIS, R.B. (1976). **Regression Analysis of Soil Compressibility.** Soils Found. 16(2):19-28.

BABAEI, I.H.P. (2015). **Test embankment on geotextile encased granular columns stabilized soft ground.** Rio de Janeiro. Tese. UFRJ/COPPE

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F. and SHIELDS, D.H. (1978). **The Pressumeter and Foundation Engineering.** Trans. Tech. Pubs, Clausthal, 624 pp.

BALIGH, M.M (1986). **Undrained Deep Penetration, II: Pore Pressure,** In: Géotechnique, 36 (4), 486-501.

BAPTISTA, H. M. e SAYÃO, A. S. J. F. (1998). **Características Geotécnicas do Depósito de Argila Mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais.** Brasília: ABMS, p. 911 - 916.

BARBOSA, L.M.; BITTENCOURT, A.C.S.P.; DOMINGUEZ, J.M.L.; MARTIN, L. (1986). **The Quaternary coastal deposits of the State of Alagoas: Influence of the**

relative sealevel changes. In: RABASSA, J. ed. Quaternary of South America and Antarctic Peninsula. Balkema Pub., vol. 4, p. 269-290.

BARONI, M. (2010). **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca.** Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.

BARONI, M. (2016). **Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ.** 2016. 321 f. Tese (Doutorado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

BARONI, M. and ALMEIDA, M. S. S. (2017). **Compressibility and stress history of very soft organic clays.** Proceedings of The Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, London, v. 170, n. 2, p.148-160. Thomas Telford Ltd.

BEDESCHI, M. V. R. (2004). **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro.** Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

BELLO, M. I. M. C. (2004). **Estudo de Ruptura em Aterros Sobre Solos Moles - Aterro do Galpão localizado na Br-101-PE.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco.

BELLO, M. I. M. C. V. and COUTINHO, R. Q. (2012). **Piezcone testing for use in the classification of soil behavior and flow characteristics: An experience carried out in Suape, Pernambuco.** In: ISC-4, Porto de Galinhas. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4. London: Taylor & Francis Group. v. 01. p. 405-413.

BELLO, M. I. M. C. V. e COUTINHO, R. Q. (2006). **Correção da Resistência não Drenada obtida a partir do Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles do Recife e Rio de Janeiro.** In: XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba. ABMS, v. 2. p. 721-726.

BELLO, M. I. M. C. V.; COUTINHO, R.Q. and GUSMÃO, A. D. (2008). **Failure of the Embankment on Soft Soil in Recife-Brazil.** In: 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington VA., Paper nº 2.83.

BELLO, M.I.M.C.V e COUTINHO, R.Q. (2006). **Correção da Resistência não Drenada obtida a partir do Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles do Recife e Rio de Janeiro.** In: COBRAMSEG, Curitiba. ABMS, 2006. v. 2. p. 721-726.

BELLO, M.I.M.C.V. (2011) **Parâmetros Geotécnicos e Banco de Dados de Argilas Moles: o Caso de Suape.** D.Sc. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Pernambuco. 320 p.

BITTENCOURT, A.C.S.P.; MARTIN, L.; DOMINGUEZ, J.M.L.; FERREIRA, Y.A. (1983). **Evolução paleogeográfica quaternária da costa de Estado de Sergipe e da costa sul do Estado de Alagoas.** Rev. Bras. Geoc., 13(2):93-96.

BJERRUM, L. (1954). **Geotechnical properties of Norwegian marine clays**. Geotechnique, 4:49-68.

BJERRUM, L. (1967). **Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to settlement of buildings**. Geotechnique 17(2): 82-117.

BJERRUM, L. (1973). **Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils**. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 3: 111-158.

BOGOSSIAN, F. e LIMA, S.A. (1974). **Sobre os limites de consistência das argilas orgânicas**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. 5. Anais. São Paulo, v. 2. p. 293-298.

BOWLES, J.E. (1989). **Physical and Geotechnical Properties of Soils**. McGraw-Hill, New York, NY, USA.

BOZOZUK, M. (1984). **Study of Gloucester test fill**. Report, Division of Building Research, National Research Council, Canada.

BRAND, E. W. and BRENNER, R.P. (Editors) (1981). **Soft Clay Engineering**. Dev. Geotechn. Eng., 20: 780p.

BRASIL. (1973). Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **BR-101-232 /PE CONTORNO DO RECIFE**. Recife: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 36f. Documento elaborado por ASTEP S.A.

BRIAUD, J.L. (1992). **The Pressumeter**, Balkema, Rotterdam.

BUDHU, M. (2015). **Soil Mechanics Fundamentals**: metric version. Willey & Sons. 4th ed. 367p.

BURMISTER, D.M. (1951). **The application of controlled test methods in consolidation testing**. Consolidation Testing of Soils, ASTM, STP 126, pp. 505-536.

CABRERA, J. G. e VALDES, B. S. (1974). **As Propriedades de Resistência de uma Argila Orgânica de Recife**. In: V CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, p. 207 - 222.

CADETE, A. N. M.; OLIVEIRA, J. T. R. e FERREIRA, S. R. M. (2016). **Resistência não Drenada de uma Argila Orgânica Mole no Bairro Chão de Estrelas na Cidade do Recife-PE Avaliada por Meio de Ensaio de Campo e Laboratório**. In: XVIII COBRAMSEG. Anais. Belo Horizonte/MG. São Paulo: ABMS.

CADETE, A.N.M. (2016). **Avaliação da Resistência não Drenada de uma Argila Orgânica Mole do Bairro de Chão de Estrelas em Recife-PE**. Dissertação de Mestrado. UFPE.

CALDASSO, A. L. S. et al. (1981). **Projeto Turfa nordeste Oriental: Relatório Final da Etapa I**. Recife: CPRM, v 3.

CAPOZIO, N.V., OVIMET, J.M. and DUPIS, M.M. (1982). **Geotechnical problems related to the building of tailings dam on sensitive clay**. Canadian Geotechnical Journal 19(4): 472-482.

CARUSO JR. (2014). **Estudos de concepção de coleta seletiva, tratamento e disposição em aterro sanitário**: Região Metropolitana do Recife - RMRecife / Secretaria das Cidades: Pernambuco. – 1ª edição. Recife: 123 p.

CASAGRANDE, A. (1936). **The determination of the pre-consolidation load and its practical significance**. In: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings. Cambridge, v, 3, discussion D-34. p.60-64.

CAVALCANTE, E. H.; BEZERRA, R. L. e COUTINHO, R. Q. (1998). **Avaliação da Resistência Não Drenada de um Depósito de Argila Mole Saturada a Partir do Pressiômetro Ménard**. In: XI COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1997. ABMS, v. 02. p. 785-792.

CHAVES, F. (2013). **Palestra. Secretaria Estadual de Desenvolvimento Econômico**. Seminário Desafios Metropolitanos.

CHEN, B.S. and MAYNE, P.W. (1996). **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 488-497.

CHIN, C.T., CROOKS, J.H.A. and MOH, Z.C. (1994). **Geotechnical properties of the cohesive Sungshan deposits**, Taipei, Geotechnical Engineering, AIT 25(2): 77-103.

CHOA, V. (1995). **Changi east reclamation project**. Int. Sym. Compression and Consolidation of Clayey soils. IS. -Hiroshima'95, Lectures and preprint volume: 185-198.

CHUNG, S.G., GIAO, P.H. and TANAKA, H. (2003). **Geotechnical characteristics and engineering problems of Pusan clays**. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds.). Swets & Zeitlinger. Lisse.

CHUNG, S.G., GIAO, P.H. and TANAKA, H. (2003). **Geotechnical characteristics and engineering problems of Pusan clays**. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds.). Swets & Zeitlinger. Lisse.

COMPANHIA PERNAMBUCANA DO MEIO AMBIENTE – CPRH (2003). 214p. **Diagnóstico Socioambiental do Litoral Norte de Pernambuco**. Recife: 214p.

COSTA, A.J. (1960). **O subsolo do Recife**. Instituto Tecnológico de Pernambuco (Publicação Nº 6). Separata do Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras, Recife-PE.

COUTINHO, R. Q. (1995). **Carta Geotécnica da Cidade do Recife**. Resumo.

COUTINHO, R. Q. and BELLO, M. I. M. C. V. (2012). **Undrained strength and overconsolidation ratio parameters of suape soft clays**, Pernambuco. In: ISC-4, Porto de Galinhas. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4. London: Taylor & Francis Group. v. 02. p. 1631-1638.

COUTINHO, R. Q. and OLIVEIRA, J. T. R. (2001). **Failure of the Embankment on Soft Soil in the Tejió Channel/Araçá Lagoon - Recife - Brazil**. In: XV INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Istambul. Rotterdam: Balkema, v. 3. p. 2057-2060.

COUTINHO, R. Q. et al. (1990). **Carta Geotécnica da Cidade do Recife**. In: 9º COBRAMSEF, Salvador/BA. **Anais**. Salvador/BA: ABMS. p. 429 - 438.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. e DANZIGER, F. A. B. (1993) - **Caracterização geotécnica de uma argila mole de Recife – Solos e Rochas**, São Paulo, 16(4): 255-266.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. and OLIVEIRA, A. T. J. (1998). **Geotechnical Site Characterization of Recife Soft Clays**. In: ISC'98 - I International Symposium on Site Characterization, Atlanta, v. 2. p. 1001-1006.

COUTINHO, R.Q. (1976). **Características de Adensamento com drenagem radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 206p.

COUTINHO, R.Q. (1980). **Estudo da Caracterização Geotécnica da Argila Orgânica do Recife**. Pesquisa CNPq, Relatório de Atividades. Período 1978-1980.

COUTINHO, R.Q. (1986). **“Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba”**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 632p.

COUTINHO, R.Q. (2007). **Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil**. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, v. 3, pp. 2049-2100.

COUTINHO, R.Q. and BELLO, M.I.M.C.V. (2014). **Geotechnical Characterization of Suape Soft Clays, Brazil**. Soils and Rocks, São Paulo, 37(3): 257-276, September-December, 2014.

COUTINHO, R.Q. and LACERDA, W.A. (1987). **Characterization and consolidation of Juturnaíba organic clays**. Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City vol. 1, pp. 17–24.

COUTINHO, R.Q. and SCHNAID, F. (2010). **CPT - Regional Report for South America**. Proceedings of Second International Symposium of Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA. v. 1, p. 313-333.

COUTINHO, R.Q. e OLIVEIRA, J.T.R. (1994) – **Propriedades geotécnicas das argilas moles do Recife – Banco de dados** – X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, ABMS, Vol.2: 563-572.

COUTINHO, R.Q., BARBOSA, H.T. and GUSMÃO, A.D. (2018). **Geotechnical characterization of a very soft clay deposit in a stretch of road works**. 4th International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'18, Delft, Netherland.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J. and OLIVEIRA, J.T. (2000). **Conferência: Palheta: Experiência, Tradição e Inovação**. In: SEFE IV / BIC 2000. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R. and SANTOS, L.M. (2000) – **Database of in situ Test Results from Recife Soft Clays** – Innovations and Applications in Geotechnical Site Characterization - Geotechnical Special Publication No. 97 – ASCE - Proceedings of GEODENVER 2000- USA-pp: 142-154.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R. e OLIVEIRA, A.T.J (1998). **Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras** – Recife e Rio de Janeiro – XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936-Brasília-DF.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R., and OLIVEIRA, A.T.J. (2000) – **Geotechnical Properties of the Recife Soft Clays** – Solos & Rochas, Vol. 23, No. 3: 177-203.

COUTINHO, R.Q.; BELLO, M. I. M. C. V. and PEREIRA, A. C. (2006). **Geotechnical Investigation of the Recife Soft Clays by Dilatometer Tests**. In: Second International Conference on Flat Dilatometer, Washington. Proceedings, v. 1. p. 348-357.

COZZOLINO, V.M. (1961). **Statistical forecasting of compression index**. In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dunod, Paris, France, vol. 1, pp. 51–53.

CRAWFORD, C.B. and EDEN, W.J. (1965). **A comparison of laboratory results with in-situ properties of Leda clay**. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Foundn. Eng., Montreal 1: 31-35.

CRESPO NETO, F.N. (2004). **Aprimoramento do equipamento de palheta elétrico visando o estudo do efeito da velocidade**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

DAMES, D. and MOORE (1983). **Mass Rapid Transit System**, Singapore: Detailed Geotechnical Study - Interpretative Report. Provisional Mass Rapid Transit Authority, Singapore.

DAS, B.M. and SOBHAN, K. (2014). **Principles of Geotechnical Engineering**. Ed. 8, SI units. Cengage Learning (USA), 770p.

DOMINGUEZ, J. M. L.; BITTENCOURT, A. C. S. P.; LEÃO, Z. M. A. N.; AZEVEDO, A. E. G. (1990). **Geologia do Quaternário Costeiro do Estado de Pernambuco**. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, v. 20, n.1-4, p. 208-215.

FERREIRA, S. R. M.; AMORIM JÚNIOR, W. M. e COUTINHO, R. Q. (1986). **Argila Orgânica Mole do Recife - Banco de Dados**. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ABMS, Porto Alegre.v. 1. p. 183-196.

FERREIRA, S.R.M. (1982) – **Características de Compressibilidade de uma Argila Orgânica Mole do Recife** – Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ.

FREIRE, F. C. (2016). **Análise das Propriedades Geotécnicas do Solo Mole do Cluster/SUAPE-PE**. 255 f. Dissertação (Mestrado). DEC/Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

FUTAI, M.M. (1999) – **Utilização de conceitos teóricos e práticos na avaliação do comportamento de algumas argilas do Rio de Janeiro** – Seminário de Qualificação ao Doutorado – COPPE/UFRJ, 133p.

FUTAI, M.M., ALMEIDA, M.S.S. and LACERDA, W.A. (2008). **Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays**. Part 2: Strength and yield. Soils & Rocks, v. 31, p. 77-84, 2007.

GENEVOIS, B., COUTINHO, R.Q. e FERREIRA, S. (1990) - **Desenvolvimento do Banco de Dados Geotécnicos da Cidade do Recife** - IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações- ABMS, Salvador Bahia - p. 441-444.

GILLOT, J.E. (1970). **Fabric of Leda clay investigated by optical, electron-optical and X-ray diffraction methods**. Engineering Geology 4(2): 133-155.

GUERREIRO JR, J. (1958). **Estudo da Causa Provável do Acidente no Cais de 10,0m do Porto do Recife**. In: II CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, Recife. Conferência: ABMS, p. 47 - 61.

GUSMÃO FILHO, J. A. (2002). **Solos - da formação geológica ao uso na engenharia**. Recife: Editora Universitária UFPE, vol 1: 220p.

HALLAL R.R (2003). **Características de depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul**. UFRGS. Dissertação de Mestrado.

HALLAL, R.R., SCHNAID, F. e DIAS, C.R.R. (2002). **Característica de Depósitos de Argilas Moles do Estado do Rio Grande do Sul**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2004, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS, p. 1 - 7.

HANSBO, S. (1957). **A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall - cone test**. Royal Swedish Geotechnical Institute 4.

HANZAWA, H. (1977). **Geotechnical properties of normally consolidated Fao clay, Iraq**. Soils and Foundations 17(4): 1-15.

HANZAWA, H. (1979). **Undrained strength characteristics of alluvial marine clay in the Tokyo bay**. Soils and Foundations 19(4): 69-84.

HANZAWA, H., FUKAYA, T. and SUZUKI, K. (1990). **Evaluation of engineering properties for an Ariake clay**. Soils and Foundations 30(4): 11-24.

HEAD, K. H. and EPPS, R.J., (2011). **Manual of Soil Laboratory Testing. Volume II: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**, Vol. 3rd ed, Whittles Publishing, distributed in North America by CRC Press LLC, Boca Raton, FL.

HERRERO, O.R. (1980). **Universal compression index equation**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 106(11): 1179–1198.

HOUGH, B.K. (1957). **Basic soil engineering**. Ronald Press Company, New York, pp 112 – 115.

HOULSBY, G.T. (1988), **Introduction to papers**. 14-18. Proc., ICE Conf. Penetration Testing in the UK, Birmingham, pp. 141-146.

HUANG, P.; PATEL, M.; SANTAGATA, M. C.; and BOBET, A. (2009). **Classification of Organic Soils: Final Report**. Indianapolis: Indiana Department of Transportation and Federal Highway Administration (FHWA/IN/JTRP-2008/2).

IBGE - **Base cartográfica vetorial contínua do Brasil ao milionésimo** – BCIM (2010). Rio de Janeiro: Disponível em: <ftp://geoftp.ibge.gov.br/mapeamento_sistematico/base_continua_ao_milionesimo/2_bcim_v3.zip>. Acesso em: jun. 2016.

IBGE - **Malha municipal digital do Brasil**. (2010). Rio de Janeiro. Disponível em: <ftp://geoftp.ibge.gov.br/malhas_digitaes/>. Acesso em: jun. 2016.

INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA (IPEA). **Desenvolvimento Humano da Região Metropolitana do Recife (RMRecife)**. Atlas. Rio de Janeiro, RJ, 209.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. and LANCELLOTTA, R. (1985). **New developments in field and laboratory testing of soils**. Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, 1, 57–153.

JANNUZZI, G.M.F (2009). **Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaio de Campo**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

JEFFERIES, M. G. and DAVIES, M. P. (1993). **Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60**. American Society for Testing and Materials, ASTM, Geotechnical Testing Journal, v. 16, No. 4, pp. 458- 467.

KARLSRUD, K. and HERNANDEZ-MARTINEZ, F.G. (2013). **Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples**. Can. Geotech. J. 50(12), 1273-1293.

KEMPFERT, H.G. and GEBRESELASSIE, B. (2006). **Excavations and Foundations in Soft Soils**. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. Netherland. 591p.

KOPPULA, S.D. (1981). **Statistical estimation of compression index**. Geotechnical Testing Journal 4(2): 68–73.

KULHAWY, F.H. and MAYNE, P.W. (1990). **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Electric Power Research Institute, EPRI, August, 1990.

KULHAWY, F.H., C.W. JACKSON and P.W. MAYNE, (1989). **First Order Estimation of K_0 in Sands and Clays**, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Volume 1, Ed. F. H. Kulhawy, ASCE, New York, 121-134.

KUWANO, J. and BHATTARAI, B.N. (1989). **Deformation characteristics of Bangkok clay under three dimensional stress condition**. Canadian Geotechnical Journal 20: 111-136.

LA ROCHELLE, P.; TAVENA, F. and LEROUÉIL, S. (1988). **Clays of Eastern Canada and their contribution to understanding clay behaviour**. Canadian Geotechnical Journal, v. 25:3, p. 413-426.

LACASSE, S. and LUNNE, T. (1988). **Calibration of dilatometer correlations**. In: Proceedings ISOPOT-1, Orlando, Florida, 1539–547.

LADD, C.C. (1971). **Settlement analysis for cohesive soils**. Research report R71-2, soils publication 272, Soil Mechanics Division, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass., p. 1-76.

LADD, C.C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. and POULOS, H.G. (1977). **Stress deformation and strength characteristics**. State-of-the-Art Report. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Tokyo, 2:421–494.

LAMBE, T.W. and WHITMAN, R.V (1979). **Soil Mechanics**. John Wiley e Sons, Inc. New York, 553p.

LARSSON, R. (1980). **Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays**. Canadian Geotechnical Journal, v. 17:4, p. 591-602.

LEFEBVRE, G., LOBOEUF, D., RAKHAL, M.E., LACROIX, A. and WARDE, J. (1994). **Laboratory and field determination of small strain shear modulus for a structured Champlain clay**. Canadian Geotechnical Journal 31(1): 61-70.

LEROUÉIL, S. KABBAJ, M. TAVENAS, F. and BOUCHARD, R. (1985). **Stress-strain-strain rate relation for compressibility of sensitive natural clays**. Geotechnique, 35: 159-180.

LEROUÉIL, S., TAVENAS, F. and LE BIHAN, J.P. (1983). **Propriétés caractéristiques des argiles de Vest du Canada**. Canadian Geotechnical Journal 20(4): 681-705.

LEROUÉIL, S., TAVENAS, F.F BRUCY, F., LA ROCHELLE and ROY, M. (1979). **Behaviour of destructured natural clays**. J. Geotechnical Engineering, ASCE 105(GT6): 759-777.

LEROUÉIL, S.; TAVENAS, F. and LE BIHAN, J. (1983) **Propriétés caractéristiques des argiles de L'est du Canada**. Canadian Geotechnical Journal, v. 20:4, p. 681-705.

LO, K.Y. (1972). **The influence of mechanical disturbance on the consolidation of clays**. Proc. South East Asian Conference. Hongkong 1: 223-232.

LO, K.Y. and BECKER, D.E. 1978. **Pore pressure beneath a ring foundation on clay**. Canadian Geotechnical Journal 17 (3): 498-507.

LOUISE, R. B. (2015). **Estimativa da curva de compressão de argilas moles a partir de amostras deformadas e ensaios de caracterização**.132 f. Dissertação (Mestrado) COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LOW, H.E. et al. (2010). **Estimation of intact and remoulded undrained shear strengths from penetration tests in soft clays**. Géotechnique, v. 60, n. 11, p.843-858. Thomas Telford Ltd.

LUNNE, T., BERRE T., ANDERSEN, K.H., STRANDVIK, S. and SJURSEN, M. (2006). **Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays**. Canadian Geotechnical Journal. 43(7):726-750.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. and POWELL, J.J. (1997). **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Blackie Academic & Professional, 312 p.

LUNNE, T.; BERRE, T. and STRANDVIK, S. (1997) **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. único, p. 81-102;

LUNNE, T.; LACASSE, S. and RAD., N.S. (1989). **SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils**. Part 1: All tests except SPT. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro.

MACEDO, E. O. (2004). **Investigação da resistência não drenada in situ através de ensaios de penetração de cilindro**. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MACHADO, L. V. S. S. (2012). **Avaliação do Deslocamento Vertical de Aterro sobre Solo Mole Executado no Projeto de Duplicação da BR-101/PE**. 199 f. Dissertação (Mestrado) DEC/Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

MACHADO, L. V. S. S. e COUTINHO, R. Q. (2012). **Caracterização Geotécnica das Argilas Moles na Várzea de Goiana da BR-101/PE**. In: COBRAMSEG, Porto de Galinhas. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. São Paulo: ABMS.

MARCHETTI, S. (1980). **In Situ Tests by Flat Dilatometer**. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106: 299-321.

MARQUES, M. E. S.; OLIVEIRA, J. R. M. S. e SOUZA, A. I. (2008). **Caracterização de um depósito sedimentar mole na região de Porto Velho**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 14, Búzios, RJ. Proceedings.

MARTIN, L.; BITTENCOURT, A.C.S.P.; VILAS BOAS, G.S.; FLEXOR, J.M. (1980). **Texto explicativo para o mapa geológico do Quaternário costeiro do Estado da Bahia** - Escala 1:250.000. CPM.SME-BA.57p.

MARTINS, I.S.M. (1983). **Sobre uma nova Relação Índice de Vazios – Tensão nos Solos**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MARTINS, I.S.M. (2016). **Sobre algumas grandezas, suas unidades e suas definições**. Livro em homenagem ao Prof. Willy Lacerda. Willy Lacerda, Doutor no saber e na arte de viver.

MASSAD, F. (1985). **As argilas quaternárias da Baixada santista: características e propriedades geotécnicas**. Tese de Livre-docência da Escola Politécnica da USP, São Paulo.

MASSAD, F. (2009). **Solos Marinhos da Baixada Santista**. Características e propriedades geotécnicas. Oficina de Textos.

MASSAD, F. (2016). **Estimation of Geotechnical Parameters of Santos Marine Clays using Piezocone and Vane Tests in Statistical Basis**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Belo Horizonte/MG. **Anais**. São Paulo: ABMS. p. 1 - 6.

MASSAD, F., (1999). **Baixada Santista: Implicações na História Geológica no Projeto de Fundações**, Solos e Rochas, vol.22, pp.3-48.

MAYNE, P.W. (1980). **Cam-Clay predictions of undrained shear strength**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 106(11): 1219–1224.

MAYNE, P.W. (2008). **Piezocone profiling of clays for maritime site investigations**. Proc, 11th Baltic Sea Geotechnical Conference, Gdansk, Poland.

MAYNE, P.W. (2014). **Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests**. Proceedings, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14, Las Vegas), ISSMGE. Technical Committee TC 102, Edited by P.K. Robertson and K.I. Cabal: p 47-73.

MAYNE, P.W. and MITCHELL, J.K. (1988). **Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane**. Canadian Geotechnical Journal, Vol.25, pp 150-156.

MC CABE, B.A., SHEIL, B.B., LONG, M.M., BUGGY, F.J. and FARRELL, E.R. (2014). **Empirical correlations for the compression index of Irish soft soils.** Geotechnical Engineering 167 December 2014 Issue GE6 Pages 510–516.

MEIRELES, E.B. (2002). **Retrospectiva dos Quinze Anos de Ensaio de Piezocone em Argila Mole na COPPE/UFRJ.** Tese M. Sc., COPPE/UFRJ.

MENARD, L. (1957). **An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place,** M.Sc. Thesis, Univ. Illinois, Urbana, U.S.A.

MERSI G. (1975), **Discussion on New design procedure for stability of soft clays.** ASCE, J. of GED, Vol. 101, pp. 409-412.

MESRI, G. (1993). **Initial investigation of the soft clay test site at Bothkennar;** Discussion. Géotechnique 43, No. 3, 503–504.

MESRI, G. and AJLOUNI, M. (2007). **Engineering properties of fibrous peats.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 133(7): 850–866.

MESRI, G., FENG, T.W. and SHAHIEN, M. (1995). **Compressibility parameters during primary consolidation.** Consolidation Talk-1, Int. Sym. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS – Hiroshima 1995, Lectures and Reports, Preprint: 201-217.

MESRI, G., ROKHSAR, A. and BOHOR, B.F. (1975). **Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay.** Geotechnique, 25: 527-554.

MITCHELL, J.K. and SOGA, K. (2005). **Fundamentals of Soil Behavior**, 3rd edition, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

MORAN, PROCTOR, MUESER AND RUTLEDGE (1958). **Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains.** Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, New York, NY, USA, contract No. NOY-88812.

MORIN, J.P. (1975). **Geotechnical behaviour of two quarternary clays from central St. Lawrence Lowland,** PhD. Thesis, Laval University.

NAGARAJ, T.S. and JAYADEVA, M.S., (1983). **Critical reappraisal of plasticity index of soils.** Proc Am. Soc. Civ. Eng. Geotech. Eng. Div. 109(7):994-1000.

NAGARAJ, T.S. and MIURA, N. (2001). **Soft Clay Behaviour Analysis & Assessment.** Taylor & Francis.

NFP 94-110-1 (2000). Soils: **Characterization Tests – Ménard Pressuremeter Tests.** Part 1: Tests without cycles. French Standard, in French.

NISHIDA, Y. (1956) **A brief note on compression index of soil.** ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division. 82-SM 3, pp 1027-1 to 1027-14.

OGAWA, F. and MATSUMOTO, K. (1978). **Correlation between engineering coefficients of soils in the port and harbor regions**. Report of the Port and Harbour Research Institute **17(3)**: 3-8 (in Japanese).

OLIVEIRA J, T. R. (2002). **Influência da Qualidade da Amostragem no Comportamento Tensão- Deformação-Tempo das Argilas Moles**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ – DEC-UFPE.

OLIVEIRA, J.T.R. (1991) – **Ensaio de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife** – Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ.

OLIVEIRA, M.S. (2015). **Solos da Planície do Recife** – uma Visão Panorâmica. 91 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife.

ONITSUKA, K., HONG, Z., Hara, Y. and YOSHITAKE, S. (1995). **Interpretation of oedometer test data for natural clays**. Soils and Foundations 35(3): 61-70.

ORTIGÃO, J.A.R., (1980). **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

PACHECO SILVA, F. (1970). **Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo**. In: IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Anais, Guanabara, v. II, tomo I, p.219-223.

PECK, R.B. and REED, W.C. (1954). **Engineering properties of Chicago subsoils**. Univ. Illinois, Eng. Exp Sta, Bull. 423, Urbana, Ill.

PEREIRA, A. C. e COUTINHO, R. Q. (1998). **Ensaio Dilatométrico em um Depósito de Argila Mole do Ibura, Recife, PE**. In: XI COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 02. p. 937-946.

PERRIN, J. (1974). **Classification des Sols Organiques**. Bulletin de Liaison des LPC, nº69, pp.39-46.

PFALTZGRAFF, P. A. dos S. (2003). **Sistema de informações geoambientais da Região Metropolitana do Recife**. Recife: CPRM, 119 p.

PINTO, C.S. (2006). **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, Ed. Oficina de Textos, 3ª Edição, São Paulo, Brasil. 368p.

POWELL, J.J.M. (1990). **A comparison of four different pressumeters and their methods of interpretation in stiff heavily overconsolidated clays**. Proced. 3rd Int. Symp. On Pressumeters, Oxford, pp. 287-297.

QUIGLEY, R.M. (1979). **Geology, mineralogy and geochemistry of soft soils and their relationship to geotechnical problems**. Proc. 32nd Can. Geotech. Conf., Quebec City, State-of-the-art volume, 80 pp.

ROBERTSON, P.K. (1990). **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-157.

ROBERTSON, P.K. (2009). **Interpretation of cone penetration tests - a unified approach**. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355.

ROBERTSON, P.K. (2010). **Soil behaviour type from the CPT: an update**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA.

ROBERTSON, P.K. (2012). **The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests—some insights**. ISC'4, Porto de Galinhas-Pernambuco, Brazil, v. 1. p. 3-24.

ROBERTSON, P.K. and CABAL, K.L. (2015). **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**, 6th Edition, Gregg Drilling & Testing Inc.

ROBERTSON, P.K. and WRIDE, C.E. (1998). **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3): 442-458.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J., (1986). **Use of piezometer cone data**, Proc., In-Situ 86, Specialty Conf., ASCE, Blacksburg, pp. 1263-1280.

ROCHA, F. M. A.; CADETE, A. N. M.; OLIVEIRA, J. T. R. e FERREIRA, S. R. M. (2016). **Compressibilidade de uma Argila Orgânica Mole do Bairro Chão de Estrelas no Recife**. In: XVIII COBRAMSEG. Anais. Belo Horizonte/MG. São Paulo: ABMS.

ROMINGER, J.F. and RUTLEDGE, P.C. (1952). **Use of soil mechanics data in correlation and interpretation of Lake Agassiz sediments**. Jour. Geology, 60: 160-180.

ROY, M. (1979). **Discussion on soil disturbance from piling in sensitive clay**. Canadian Geotechnical Journal 16(3): 444-446.

ROY, M., TREMBLAY, M., TAVENAS, F. and LA ROCHELLE. (1982). **Development of quasi-static piezocone apparatus**. Canadian Geotechnical Journal 19(2): 180-186.

SANDRONI S. S. (1993). **Sobre o Uso do Ensaio de Palheta in Situ em Aterros Sobre Argilas Moles**, Revista solos e Rochas. vol. 16, Nº 3, pp. 207-213.

SANDRONI, S. S. e BARRETO, E.C.G. (2016). **Avaliação de Risco de Flowslide em Solos Sedimentares Moles: Qual a Técnica Mais Adequada?** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17., 2016, Belo Horizonte/mg. **Anais**. São Paulo: ABMS, p. 1 - 8.

SANDRONI, S.S. and DEOTTI, L.O.G. (2008). **Instrumented test embankments on piles and geogrid platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro**. In: Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, 1, 2008, Cancún, Mexico. Proceedings. Cancún. 1 CDROM.

SANDRONI, S.S., BRUGGER, P.J., ALMEIDA, M.S.S. and LACERDA, W.A. (1997). **Geotechnical properties of Sergipe clay**. Proc., Int. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio, pp. 271-276.

SANTANA, R. A. e SANTOS, N. T. (2010). **Utilização de técnicas geoestatística na otimização de amostragem em parcelas de povoamentos de Tectona Grandis**. In: XIX Simpósio Nacional de Probabilidade Estatística. p. 1-6. Disponível em: <http://www.ime.unicamp.br/sinape/19sinape/node/661>. Acesso em: setembro de 2016.

SCHMERTMANN, J.H. (1955) – **The Undisturbed Consolidation Behaviour of Clay** - Transactions ASCE – Vol. 120: 1201-1226.

SCHNAID, F e ODEBRECHT, E. (2012). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2.^{ed}. São Paulo: Oficina de Textos.

SCHNEIDER, J.A., RANDOLPH, M.F., MAYNE, P.W. and RAMSEY, N.R. (2008). **Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters**. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engrg. 134 (11): 1569-1586.

SCHOFIELD, A.N. and WROTH, C.P. (1968). **Critical state soil mechanics**. McGraw-Hill.

SEED, H.B. and CHAN, C.K. (1959). **Structure and strength characteristics of compacted clays**. ASCE J. Soil Mech. Found. Div., 85(SM5), Proceedings Paper 2216.

SENNESET, K., JANBU, N. and SVANO, G. (1982). **Strength and deformation parameters from cone penetrometer tests**. Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, ESOP-II, Amsterdam, 2:863–870.

SERAFIM, S. M. (2017). **Análise das Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole Localizado às Margens da BR-101 no Bairro do Curado - Recife/PE**. 150 f. Dissertação (Mestrado). DEC/Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

SHOUKA, H. (1964). **Relationship of compression index and liquid limit of alluvial clay**. Proceedings of the 19th Japan Civil Engineering Conference, Tohoku, Japan, vol. 4, pp. 40.1–40.2.

SILVA, A.J. and BOOTH, J.S. (1986). **Seabed geotechnical properties of seafloor utilization**. The Geology of North America, Vogt. P.R. & Tuchoike, B.E., eds., Volume M. Geological Society of America: 491-506.

SILVESTRI, V. (1980). **Long term stability of a cutting slope in an overconsolidated sensitive clay**. Canadian Geotechnical Journal 17(3): 337-351.

SKEMPTON, A.W. (1944). **Notes on the compressibility of clays**. Quarterly Journal of the Geological Society, London 100(2): 119-135.

SKEMPTON, A.W. (1957). **Discussion: Further data on the c/p ratio in normally consolidated clays**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 7: 305-307

SKEMPTON, A.W., (1948). **A possible relationship between true cohesion and the mineralogy of clays**. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, v. 7, pp. 45-46.

SKEMPTON, A.W., NORTHEY, R.D. **The sensitivity of clays**, In: Géotechnique, 3 (1), 72-78, 1952.

SOARES J. M. D. (1997). **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole Grande Porto Alegre**. Tese D. Sc., CPGEC/UFRGS, 300p.

SOARES, F. L. (2006). **Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas instrumentadas em depósitos de argilosos**. Tese de Doutorado, DEC/UFPE.

SOARES, F. L.; COUTINHO, R. Q. e GUSMÃO, A. D. (2006). **Efeito Set-Up em Estacas Pré-Moldadas Situadas em Depósitos Argilosos**. In: XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba/PR. ABMS, v. 4. p. 1097-1102.

SODERBLOM, R. (1974). **Organic matter in Swedish clays and its importance for quick clay formation**. Swedish Geotech. Inst., Proc., Nº 26, 17 pp.

SOUZA, F. Q. (2018). **Estudo das Propriedades Geotécnicas e Comportamentos dos Aterros sobre Solos Moles da BR-101/Goiana-PE**. 2017. 500 f. Tese (Doutorado). DEC/Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

SOWERS, G.B. (1970). **Introductory soil mechanics and foundations**. 3rd ed. The Macmillan Company, London, UK.

SUGUIO, K. and MARTIN, L. (1978). **Quaternary marine formations of the State of São Paulo and Southern Rio de Janeiro**. In: "INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON COASTAL EVOLUTION IN THE QUATERNARY". 55 p. (Sp. Publ., 1).

SUGUIO, K., MARTIN, L. and FLEXOR J.M. (1980). **Sea-level fluctuations during the past 6000 years along the coast of the State of São Paulo (Brazil)**. In: M. A. Morner (ed.) Earth Rheology, Isostasy and Eustasy. New York, John Wiley and Sons, 471-486.

SUGUIO, K., MARTIN, L., BITTENCOURT, A.C.S.P., DOMINGUEZ, J.M.L., FLEXOR, J.M., AZEVEDO, A.E.G. de, (1985). **Flutuações do nível relativo do mar durante o**

Quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. Revista Brasileira de Geociências, n. 15, pp. 273–286.

SULLY, J. P. and CAMPANELLA, R. G. (1991). **Effect of Lateral Stress on CPT Penetration Pore Pressures.** Journal of Geotechnical Engineering, [s.l.], v. 117, n. 7, p.1082-1087. American Society of Civil Engineers (ASCE).

SULLY, J.P., ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., and WOELLER, D.J. (1999). **An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils.** Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36(2): 369-381.

TAN, S.L. (1983). **Geotechnical properties and laboratory Testing of soft soil in Singapore.** In: Proceedings of 1st International Seminar on Construction Problems in Soft Soils. Singapore.

TANAKA, H., RITOH, F. and OMUKAI, N. (2003). **Geotechnical properties of clay deposits of the Osaka Basin.** Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds.). Swets & Zeitlinger. Lisse.

TANAKA, H., SHARMA, P., TSCHIDA, T. and TANAKA, M. (1996). **Comparative study on sample quality using several types of samplers.** Soils and Foundations 36 (2): 57-67.

TAVENAS, F., CHAPEAU, C., LA ROCHELLE, P. and ROY, M. (1974). **Immediate settlements of three test embankments on Champlain clay.** Canadian Geotechnical Journal 11(1): 109-141.

TEIXEIRA, D. C. L. (1972) **Características Geotécnicas dos Depósitos de Argilas Orgânicas Moles do Recife e a Influência da Matéria Orgânica,** Dissertação M. Sc., COPPE / UFRJ.

TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice,** 2nd edition. Wiley, New York, NY, USA.

TERZAGHI, K., PECK, R.B., and MESRI, G. (1996). **Soil Mechanics in Engineering Practice,** 3rd ed., John Wiley & Sons, New York, 549 pp.

WOODS, K.B., MILES, R.D. and LOVELL, C.W. (1962). **Origin, formation, and distribution of soils in North America.** In: Foundations Engineering, Ed. G.A. Leonards, pp 1-65. McGraw-Hill.

WRIGHT, L.D. (1978). **River deltas.** In: Coastal Sedimentary Environments, Ed. R.A. Davis Jr, pp 5-67. Springer-Verlag, New York.

WROTH, C.P. (1984). **The interpretation of in situ soil tests.** Geotechnique. V.34, n. 4, p. 449–488.

WU, T.H. (1958). **Geotechnical properties of glacial lake clays.** J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 84(SM3): 1-34.

YAMAGUTSHI, H.T.R. (1959). **Characteristics of Alluvial Clay**. Kyushyu Agriculture Investigation Centre, Kyushyu, Japan, Report 5, No. 4, pp. 349–357.

YONG, R.N., TAPLIN, D. and WISEMAN, G. (1980). **Influence of cyclic load input on the mechanical properties of sensitive clay from Orleans**, Toronto, Canadian Geotechnical Journal 17(3): 498-507.

ZEEVAERT, L. (1972). **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand Reinhold, 652 pp.

ZIZZIA, M.M. and SILVA, A.J. (1988). **Strength and stress-strain behaviour of clays from the Nares Abyssal Plain**, Marine Geotechnology 7: 221-224.

APÊNDICE A – ANÁLISES DE OCORRÊNCIA DE CAMADAS

Tabela A-1 – Análise da ocorrência de camadas do Terraço Marinho Pleistocênico

Camada	Análises	ATERRO	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA
1	Ocorrência	10	12	0	0	0
	Porc. de ocorrência	43%	57%	0%	0%	0%
	Mínimo	0,3	0,7	-	0	0
	Máximo	2	9,1	-	0	0
	Espessuras (m)	Média	1,24	3,25	-	-
		Desv.	0,57	2,97	-	-
		Padrão				
2	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	14	8	0	0	
	Porc. de ocorrência	63%	37%	0%	0%	
	Mínimo	0,75	1,28	0	0	
	Máximo	7,25	3,05	0	0	
	Espessuras (m)	Média	3,43	2,61	-	-
		Desv.	1,71	0,89	-	-
		Padrão				
3	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	11	11	0	0	
	Porc. de ocorrência	51%	49%	0%	0	
	Mínimo	0,9	0,50	0	0	
	Máximo	13,7	5,20	-	-	
	Espessuras (m)	Média	4,53	2,39	-	-
		Desv.	4,08	1,58	-	-
		Padrão				
4	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	10	12	0	0	
	Porc. de ocorrência	43%	57%	0%	0%	
	Mínimo	1,95	1,00	0	0	
	Máximo	12,9	3,99	0	0	
	Espessuras (m)	Média	6,38	2,14	-	-
		Desv.	4,22	1,06	-	-
		Padrão				

Fonte: O autor.

Tabela A-2 – Análise da ocorrência de camadas do Terraço Mar. Pleist. Modificado

Camada	Análises	ATERRO	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA
1	Ocorrência	207	124	119	8	1
	Porc. de ocorrência	45%	27%	26%	2%	0%
	Mínimo	0,12	0,17	0,25	0,55	4,00
	Máximo	4,45	13,00	14,00	13,10	4,00
	Média	1,38	2,98	2,89	4,23	4,00
	Desv. Padrão	0,89	2,38	2,16	5,15	-
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
2	Ocorrência	210	152	83	14	
	Porc. de ocorrência	46%	33%	18%	3%	
	Mínimo	0,19	0,30	0,35	0,35	
	Máximo	11,80	17,20	14,89	4,50	
	Média	2,72	2,90	3,39	2,07	
	Desv. Padrão	2,13	2,49	3,37	1,52	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
3	Ocorrência	230	92	124	13	
	Porc. de ocorrência	50%	20%	27%	4%	
	Mínimo	0,10	0,37	0,35	0,25	
	Máximo	22,63	19,45	34,00	4,90	
	Média	3,45	2,98	4,42	1,95	
	Desv. Padrão	3,29	2,82	5,19	1,53	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
4	Ocorrência	197	165	78	19	
	Porc. de ocorrência	43%	36%	17%	4%	
	Mínimo	0,45	0,15	0,30	0,20	
	Máximo	22,00	11,00	18,10	3,80	
	Média	4,05	2,64	4,09	1,43	
	Desv. Padrão	3,61	1,94	4,19	1,16	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
5	Ocorrência	230	129	87	13	
	Porc. de ocorrência	50%	28%	19%	3%	
	Mínimo	0,50	0,20	0,45	0,45	
	Máximo	34,02	27,80	31,40	1,05	
	Média	4,53	3,62	4,34	0,83	
	Desv. Padrão	4,73	4,93	5,78	0,22	

Fonte: O autor.

Tabela A-3 – Análise da ocorrência de camadas do Terraço Marinho Holocênico

Camada	Análises	ATERRO	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA
1	Ocorrência	21	45	0	0	0
	Porc. de ocorrência	32%	68%	0%	0%	0%
	Mínimo	0,15	0,21	0,00	0,00	0,00
	Máximo	1,90	10,70	0,00	0,00	0,00
	Média	0,90	4,56	-	-	-
	Desv. Padrão	0,50	2,88	-	-	-
2	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA	
	Ocorrência	25	10	25	6	
	Porc. de ocorrência	38%	15%	38%	8%	
	Mínimo	0,30	0,90	0,25	0,30	
	Máximo	7,25	4,02	2,60	0,60	
	Média	4,48	2,30	1,26	0,45	
3	Desv. Padrão	2,31	1,29	0,76	0,21	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA	
	Ocorrência	38	4	18	6	
	Porc. de ocorrência	57%	7%	27%	10%	
	Mínimo	1,70	0,45	0,42	0,50	
	Máximo	23,10	3,90	6,42	1,40	
4	Média	6,93	2,18	1,59	0,87	
	Desv. Padrão	4,88	2,44	2,00	0,47	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA	
	Ocorrência	39	4	19	4	
	Porc. de ocorrência	59%	6%	29%	6%	
	Mínimo	1,45	2,70	0,95	1,95	
5	Máximo	12,00	2,70	12,54	1,95	
	Média	5,10	2,70	6,28	1,95	
	Desv. Padrão	3,75	-	5,03	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA	
	Ocorrência	46	13	7	0	
	Porc. de ocorrência	70%	20%	10%	0%	
6	Mínimo	1,67	2,85	25,25	0,00	
	Máximo	10,85	6,40	25,25	0,00	
	Média	4,72	4,63	25,25	-	
	Desv. Padrão	3,80	2,51	-	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA	
	Ocorrência	33	33	0	0	
7	Porc. de ocorrência	50%	50%	0%	0%	
	Mínimo	0,30	1,01	0,00	0,00	
	Máximo	2,45	3,50	0,00	0,00	
	Média	1,71	2,42	-	-	
	Desv. Padrão	1,22	1,28	-	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG.	TURFA	
8	Ocorrência	33	17	16	0	
	Porc. de ocorrência	50%	25%	25%	0%	
	Mínimo	7,45	12,70	0,70	0,00	
	Máximo	11,84	12,70	0,70	0,00	
	Média	9,65	12,70	0,70	-	
	Desv. Padrão	3,10	-	-	-	

Fonte: O autor.

Tabela A-4 – Análise da ocorrência de camadas dos Depósitos Flúvio-Lagunares

Camada	Análises	ATERRO	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA
1	Ocorrência	63	75	10	2	0
	Porc. de ocorrência	42%	50%	7%	1%	0%
	Mínimo	0,15	0,50	0,80	0,60	0,00
	Máximo	6,00	16,15	6,90	0,60	0,00
	Média	1,55	3,99	3,21	0,60	-
	Desv. Padrão	1,21	3,52	2,05	-	-
2	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	52	34	48	16	
	Porc. de ocorrência	35%	23%	32%	9%	
	Mínimo	0,60	0,15	0,30	0,30	
	Máximo	10,05	7,00	15,00	6,80	
	Média	2,62	2,00	2,60	2,78	
3	Desv. Padrão	2,27	1,69	2,91	1,95	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	75	32	27	16	
	Porc. de ocorrência	50%	21%	18%	11%	
	Mínimo	0,41	0,45	0,20	0,95	
	Máximo	14,85	8,25	4,15	5,30	
4	Média	3,75	2,45	1,53	2,71	
	Desv. Padrão	3,04	1,98	1,19	1,49	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	84	35	27	5	
	Porc. de ocorrência	56%	23%	18%	3%	
	Mínimo	0,70	0,60	0,30	1,42	
5	Máximo	14,90	12,00	25,90	2,95	
	Média	4,11	2,21	5,19	2,02	
	Desv. Padrão	3,23	2,28	6,85	0,81	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	86	45	17	2	
	Porc. de ocorrência	57%	30%	11%	1%	
6	Mínimo	0,15	0,45	0,20	4,00	
	Máximo	14,90	9,60	20,95	4,00	
	Média	4,07	2,77	4,87	4,00	
	Desv. Padrão	3,19	2,27	6,38	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
	Ocorrência	77	54	20	0	
7	Porc. de ocorrência	51%	36%	13%	0%	
	Mínimo	0,35	0,43	1,05	0,00	
	Máximo	14,12	6,15	14,80	0,00	
	Média	4,12	2,90	6,80	-	
	Desv. Padrão	3,56	1,46	5,62	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
8	Ocorrência	104	29	20	0	
	Porc. de ocorrência	69%	19%	13%	0%	
	Mínimo	0,45	1,05	1,60	0,00	
	Máximo	8,72	6,56	11,10	0,00	
	Média	2,71	3,18	5,34	-	
	Desv. Padrão	2,21	1,91	4,53	-	

Fonte: O autor.

Tabela A-5 – Análise da ocorrência de camadas dos Manguezais

Camada	Análises	ATERRO	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA
1	Ocorrência	6	4	0	3	0
	Porc. de ocorrência	50%	33%	0%	17%	0%
	Mínimo	0,45	1,00	0,00	0,85	0,00
	Máximo	0,80	2,15	0,00	3,5	0,00
	Desv. Padrão	0,58	1,58	-	-	-
	Desv. Padrão	0,19	0,81	-	-	-
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
2	Ocorrência	5	0	0	8	
	Porc. de ocorrência	40%	0%	0%	60%	
	Mínimo	1,05	0,00	0,00	0,85	
	Máximo	1,20	0,00	0,00	3,50	
	Desv. Padrão	1,13	-	-	2,20	
	Desv. Padrão	0,11	-	-	1,33	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
3	Ocorrência	5	0	5	3	
	Porc. de ocorrência	40%	0%	40%	20%	
	Mínimo	0,45	0,00	1,70	1,60	
	Máximo	5,55	0,00	3,00	1,60	
	Desv. Padrão	3,00	-	2,35	1,60	
	Desv. Padrão	3,61	-	0,92	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
4	Ocorrência	3	4	3	3	
	Porc. de ocorrência	20%	40%	20%	20%	
	Mínimo	6,80	2,80	1,90	2,60	
	Máximo	6,80	6,65	1,90	2,60	
	Desv. Padrão	6,80	4,73	1,90	2,60	
	Desv. Padrão	-	2,72	-	-	
	Análises	AREIA	ARGILA SILT.	ARG. ORG	TURFA	
5	Ocorrência	9	0	0	4	
	Porc. de ocorrência	67%	0%	0%	33%	
	Mínimo	10,00	0,00	0,00	4,10	
	Máximo	11,00	0,00	0,00	4,10	
	Desv. Padrão	10,50	-	-	4,10	
	Desv. Padrão	0,71	-	-	-	

Fonte: O autor.